

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Construction Métallique

Thème

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL A AIN FEZZA

Présenté par :

ELYEBDRI Mohamed El-Mokhtar

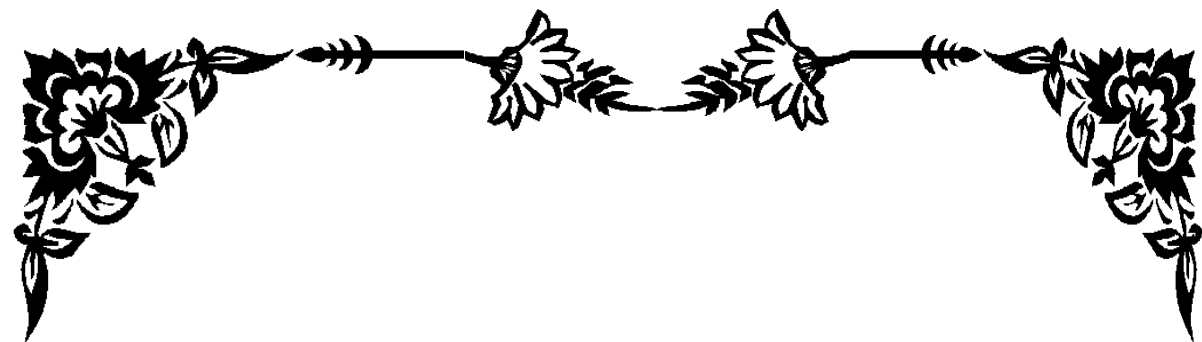
BENABDALLAH Ibrahim

Devant le jury composé de :

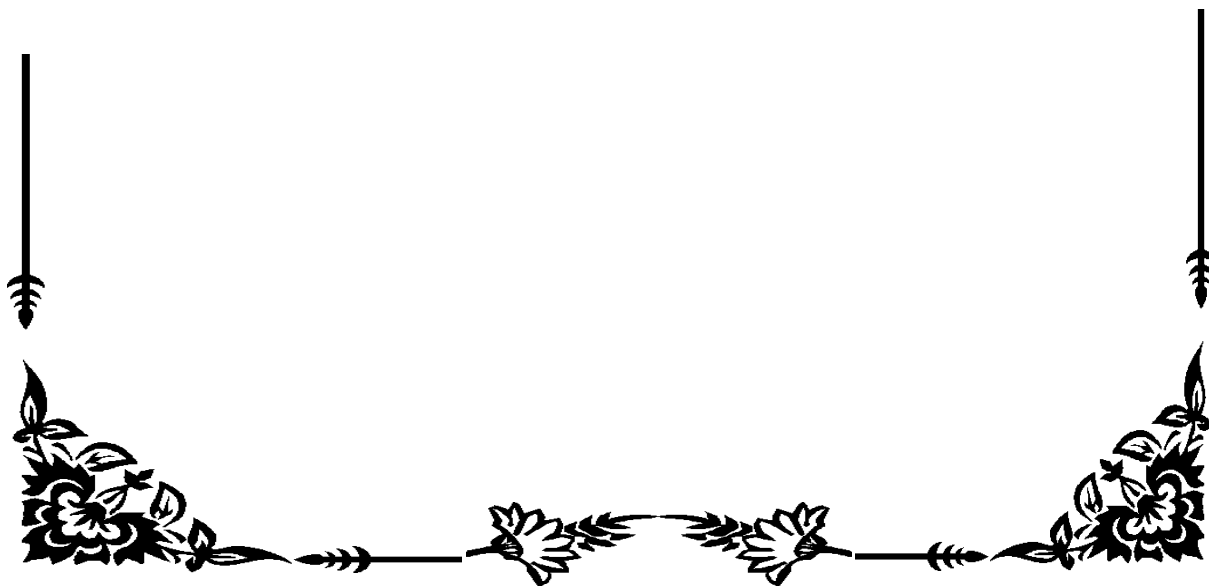
Pr. ABOUBEKR.N
Dr. MEDDANE.
Dr. HAMDAOUI.K
Dr. MISSOUM.A

Président
Examineur
Examineur
Encadreur

Année universitaire 2015 – 2016



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicace

On tient à dédier aimablement ce modeste travail a nos très chères
parents qui nous ont soutenu tout au long de ce travail

A nos frères et sœur

On le dédie également à tous nos familles et nos amis et surtout a
toute la promotion charpente métallique 2016 avec qui nous avons
partagé nos meilleurs moments

Remerciement

Au nom de Dieu le tout miséricordieux
Toutes la louange ; à Dieu seul qui nous à aider de choisir
Cette voie et de finir.

On remercie le tout puissant de nous avoir donné le courage et la
volonté de mener à terme le présent travail.
On tient à exprimer toutes notre reconnaissance à nos Directeurs de
mémoire Mr A.MISSOUM. On le remercie de nous avoir encadrés,
orienté, aidé et conseillé.

On adresse aussi nos sincères remerciements à tous les professeurs,
intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits,
leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté
à nous rencontrer et répondre à nos questions durant notre travail.

C'est avec un grand et profond respect que nous tenons à remercier
tous les membres de jury Monsieur ABOUBEKR N, Mr.HAMDAOUI k.
et Mme MEDDANE, qui nous ont fait l'honneur d'accepter de présider
notre soutenance, qu'il trouve ici l'expression de notre profonde
considération.

Table des matières

Liste des tableaux.....	6
Chapitre I : Généralités	11
I.1. Présentation de l'ouvrage	11
I.2. Données géométriques de l'ouvrage	11
I.3. Localisation et données concernant le site.....	11
I.4. Règlements utilisés	12
I.5. LOGICIELS UTILISÉS	12
I.6. Matériaux.....	12
I.6.1. L'acier	12
I.6.2. Le béton.....	13
I.7. ASSEMBLAGES.....	13
I.7.1 Le soudage.....	13
I.8. Conception structurelle :.....	13
I.8.1. Partie horizontale.....	13
I.8.2. Partie verticale (les façades)	13
Chapitre II : NEIGE ET VENT.....	14
II.1. Introduction	14
II.2. Charges Permanentes	14
II.3. Surcharges d'Exploitation.....	14
II.3.1. Charges d'exploitation du toit	14
II.4. Charge de la neige	15
II.4.1. Valeur caractéristique de la neige S_k	15
II.5. Charge du vent	16
II.5.1. Coefficient dynamique C_d	16
II.5.2. pression dynamique q_{dyn}	17
II.5.2.1. Coefficient de rugosité (C_r).....	17
II.5.2.2. Coefficient topographique (C_t)	17
II.5.2.3. intensité de turbulence.....	18
II.5.2.4. Coefficient d'exposition (C_e).....	18
II.5.3. calcul de la Pression dynamique q_{dyn}	18
II.5.4. Coefficient de pression extérieur C_{pe}	18
II.5.5. Coefficient de pression intérieur	21

II.5.6. calcul de la charge du vent j	22
II.5.6.1. vent sur pignon	22
II.5.6.2. vent sur long pan.....	22
II.7. Calcul de la force de frottement	23
Chapitre-III: Dimensionnement des éléments secondaires	24
III.1. Chéneaux et descente des eaux pluviales	24
III.1.1. Diamètre des descentes des eaux pluviales	24
III.2. Charges à prendre en considération	24
III.2.1. Combinaisons des charges et actions.....	25
III.2.2. Moment maximum pour une poutre continue sur 4 Appuis simples	25
III.2.3. Calcul de l'espacement.....	25
III.2.4. Dimensionnement des pannes	26
III.2.5. Choix du profilé.....	27
III.2.6. Condition de flèche avec poids propre inclus.....	27
III.2.7. Classe du profilé IPE 160.....	28
III.2.8 .Vérification des contraintes	28
III.2.9. Résistance de la panne au déversement.....	29
III.2.10. Résistance au voilement par cisaillement	30
III.2.11 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	30
III.3. Calcul des liernes	31
III.3.1. Introduction	31
III.3.2. Les efforts dans les liernes	31
III.4. Calcul des lisses	32
III.4.1. Introduction	32
III.4.2. Détermination des sollicitations	32
III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges	33
III.4.2.2. Vérification de la lisse de long pan	33
Chapitre IV: ETUDE SISMIQUE	40
IV.1. Introduction	40
IV.2. Principe de la méthode	40
IV.3. Spectre de réponse de calcul.....	40
IV.4. Analyse dynamique	41
IV.5. Modélisation de la structure	41
IV.6. Analyse modale	42

IV.7. Vérification de la structure	43
IV.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	43
IV.7.2. Vérification de la force sismique à la base.....	43
IV.7.3. Vérification des déplacements.....	44
Chapitre-V: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	45
V.1. Introduction	45
V.2. Justification des traverses.....	45
V.2.1. Charge répartie sur la traverse	45
V.2.2. Caractéristiques de la traverse	45
V.2.3. Efforts sollicitants	45
V.2.4. Classe de la section transversale de la traverse	46
V.2.5. Vérification de la flèche.....	46
V.2.6. Condition de résistance de la traverse	46
V.3. Justification des poteaux	48
V.3.1. Efforts sollicitant.....	48
V.3.2. Caractéristiques du profilé du poteau	48
V.3.3. Classe de la section transversale du poteau	49
V.3.4. Résistance au flambement	49
V.4. Justification de la poutre sablière.....	50
V.4.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière	50
V.4.2. Efforts Sollicitant.....	50
V.4.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière	50
V.4.4. Vérification de la flèche.....	51
V.4.5. Condition de résistance de la poutre sablière.....	51
V.4.6. Résistance de la poutre au déversement.....	51
V.5. Justification des poutres au vent.....	52
V.5.1. Les éléments comprimés.....	52
V.5.1.1. Vérification au flambement	52
V.5.1.2. Résistance plastique de la section brute.....	53
V.5.2. Les éléments tendus	53
V.5.2.1. Résistance ultime	53
V.5.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette	53
V.5.2.3. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	54
V.5.2.4. Vérification	54

V.6. Justification des stabilités	54
V.6.1. Les éléments comprimés	54
V.6.1.1. Vérification au flambement	54
V.6.1.2. Résistance plastique de la section brute	55
V.6.2. Les éléments tendus	55
V.6.2.1. Résistance ultime	55
V.6.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette	55
V.6.2.3. Résistance plastique de calcul de la section brute	55
V.6.2.4. Vérification	55
V.7. Justification des tirants	55
V.7.1. Résistance plastique de la section brute	55
V.7.2. Les éléments tendus	55
V.7.2.1. Résistance ultime	55
V.7.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette	56
V.7.2.3. Résistance plastique de calcul de la section brute	56
V.7.2.4. Vérification	56
 Chapitre VI : LES ASSAMBLAGES	
VI.1. Introduction	57
VI.2. Liaison Poteau-traverse	57
VI.2.1. Efforts Sollicitants	58
VI.2.2. Soudure de la platine	58
VI.2.2.2. Soudure de l'âme	58
Disposition constructives	58
VI.2.2.3. Pince longitudinale e_1	58
VI.2.3. Pince transversale e_2	59
VI.2.4. Calcul des boulons sollicités en traction	59
VI.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement	59
VI.2.6. Vérification de la pression diamétrale	59
VI.3. LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 400-IPE400)	59
VI.3.1. Efforts sollicitant	60
VI.3.2. Soudure de la platine	61
VI.3.2.1. Cordon de soudure :	61
VI.3.2.2. Soudure de la semelle tendue	61
VI.3.2.3. Soudure de l'âme	61

VI.3.3. Disposition constructives	61
VI.3.3.1. Pince longitudinale.....	61
VI.3.3.2. Pince transversale e2.....	62
VI.3.4. Calcul des boulons sollicités en traction	62
VI.3.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement	62
VI.3.6. Vérification de la pression diamétrale	62
VI.4. Les pieds de poteaux	63
VI.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise	63
VI.4.1.1. Cordons de soudure.....	63
VI.4.1.2. Surface de la platine	63
VI.4.1.3. Epaisseur de la platine	64
VI.4.1.4. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	64
VI.4.1.5. Vérification de la tige d'ancrage	64
VI.4.1.6. Condition d'équilibre du CBA	65
Chapitre VII : CALCUL DES FONDATIONS.....	66
VII.1. Introduction	66
VII.2. Charge à prendre en considération.....	66
VII.2.1. Dimensionnement de la semelle.....	66
VII.2.1.1. Détermination de d et h	66
VII.2.1.2. Calcul du ferrailage	67
VII.2.1.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'	67
VII.2.1.4. Vérification du poinçonnement	68
VII.2.1.5. Calcul des longrines	68
Chapitre VIII: protection de la structure	70
VIII.1 introduction	70
VIII.1.1. Protection contre la corrosion	70
VIII.1.1.1. Protection par peinture.....	70
VIII.1.1.2. Protection par zingage à chaud.....	70
VIII.1.2. protection contre l'incendie.....	70

Liste des figures

Figure I 1 vue 3D du bâtiment	11
Figure I 2 Localisation du site du projet (Tizi, Tlemcen)	12
Figure II 1 Le sens du vent sur la structure	16
Figure II 2 Vent sur pignon (Paroi)	19
Figure II 3 Vent sur Long pan (Paroi).....	20
Figure II 4 Vent sur pignon (toiture)	20
Figure II 5 Cpe pour une toiture à plusieurs versants	21
Figure II 6 Vent sur long pan (toiture).....	21
Figure III 2 Cas de l'effet du vent	24
Figure III 1 Cas de l'effet de neige.....	24
Figure III 3 Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	25
Figure III 5 coupe transversale	31
Figure IV 1 spectre de réponse	42
Figure VI 1 Détail d'assemblage poteau-poutre.....	57
Figure VI 2 3D d'assemblage traverse traverse (IPE400-IPE400).....	60
Figure VI 3 Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE400-IPE400).....	60
Figure VI 4 3D d'assemblage pied de poteaux	63
Figure VII 1 Ferrailage des semelles isolées.....	67
Figure VII 2 Ferrailage des longrines	69

Liste des tableaux

Tableau II 1 Categorie du terrain	17
Tableau II 2 Coefficient de rugosité	17
Tableau II 3 Coefficient d'exposition	18
Tableau II 4 Pression dynamique.....	18
Tableau II 5 Vent sur pignon (paroi).....	22
Tableau II 6 Vent sur pignon (toiture).....	22
Tableau II 7 Vent sur long pan (paroi).....	22
Tableau II 8 Vent sur long pan (toiture)	23

Tableau IV 1 Valeurs des pénalités P_q	41
Tableau IV 2 Résultante des force sismiques a la base	43
Tableau IV 3 Déplacement horizontal de la structure.....	44
Tableau V 1 Caractéristiques du profilé IPE 400	45
Tableau V 2 Caractéristiques du profilé HEA 220	48
Tableau V 3 Caractéristiques du profilé HEA 140	50

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_t : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
- M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- M_{pl} : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
- N_{csd} : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : La charge de la neige.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

ρ_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élançement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige

INTRODUCTION GENERALE

Notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid «Tlemcen» se termine par la réalisation durant cinq-mois d'un Projet de Fin d'Études « PFE». Ce dernier consiste à étudier et dimensionner un hall métallique conçu pour une usine d'huile d'olive.

Ce projet sera accompli en binôme sous l'encadrement d'un enseignant et D'un professionnel dans le domaine du Génie Civil. Le but est de réaliser un travail équivalent à celui d'un bureau d'étude, à partir d'un cahier des charges.

Il donnera lieu à la production d'un document écrit et évalué parLes encadrants.

Notre projet aura pour objectifs de :

- S'habituer à travailler en équipe en organisant le partage des tâches,
- Acquérir et approfondir nos connaissances dans un domaine spécifique du Génie Civil et plus particulièrement la construction métallique,
- Mettre en pratique les acquis lors de notre formation tout en utilisant desOutils de calculs,
- Effectuer un travail en quasi-autonomie, équivalent à un niveauD'ingénieur,
- Rédiger un document clair, synthétique et exploitable par d'autres Collègues.

L'usine d'huile d'olive situé à Tizi, Ain Fezza« Wilaya de Tlemcen »sera pris comme exemple pour cette étude. Le dimensionnementsera fait en détail pour chaque élément de la structure en calculant les efforts sollicitant et ensuite choisissant une section convenable.

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hall industriel en charpente métallique et dont la surface est de 1260 m² (30x42).



Figure I 1 vue 3D du bâtiment

I.2. Données géométriques de l'ouvrage

En plan le bâtiment a une forme rectangulaire dont les dimensions sont :

Longueur totale	L = 42 m
Largeur totale	l = 36 m
Hauteur totale	H = 7,5 m
Hauteur	h = 6,72 m

I.3. Localisation et données concernant le site

Le bâtiment sera implanté à TIZI, commune de « AIN FEZZA » sur un sol dont la contrainte admissible est :

$\sigma = 2$ bar

Altitude : 846 m

Coordonnées géographiques : Latitude: 34.8772, Longitude: -1.23519 34° 52' 38" Nord, 1° 14' 7" Ouest

Le site est classé dans la zone sismique I1

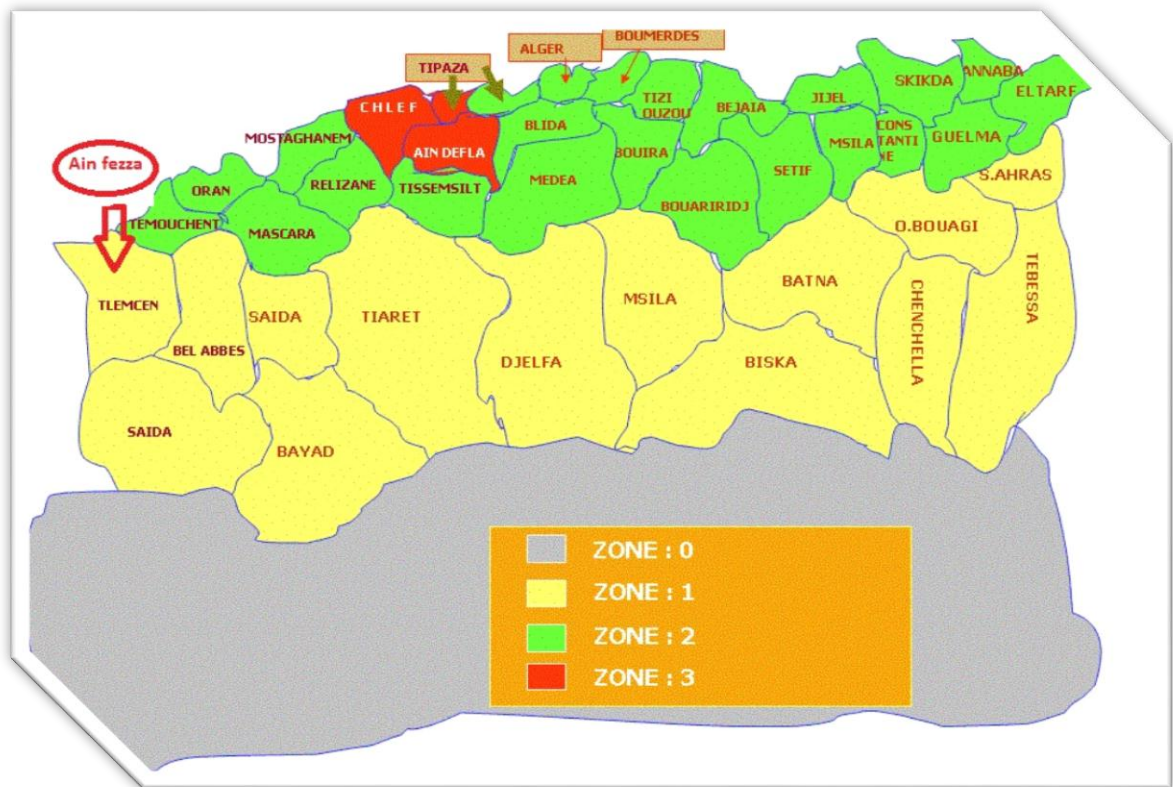


Figure I 2 Localisation du site du projet (Tizi, Tlemcen)

I.4. Règlements utilisés

RNV 2013 : règlement définissant les effets de la neige et vent

RPA 99 v2013 : règlement parasismiques Algériennes version 2013

CCM97 : conception et calcul des structures en aciers

CBA93 : béton armé aux états limites

DTR BC 2.2 : charges et surcharges

EUROCODE 3 : assemblages métalliques

I.5. LOGICIELS UTILISÉS

Auto CAD 2009-V14,
ROBOT Bat 2013,
Tekla.

I.6. Matériaux

I.6.1. L'acier

Nuance d'acier :	Fe360
Limite élastique :	$f_y = 235 \text{ MPa}$
Résistance à la traction	$f_u = 360 \text{ MPa}$
Masse volumique :	$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale E	$E = 210000 \text{ MPa}$
Module d'élasticité transversale	$G = 84000 \text{ MPa}$

I.6.2. Le béton

Béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³

Béton de propreté est dosé à 150 Kg/m³

Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

Module d'élasticité : $E = 32000 \text{ MPa}$

La résistance à la compression à 28 jours : $f_c28 = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la traction : $f_t28 = 0,6 + 0,06 f_c28 = 2,1 \text{ MPa}$

I.7. ASSEMBLAGES

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas on a utilisé des boulons à haute résistance « HR » Classe 10.9 ou 8.8.

Les boulons « HR » comprennent une tige filetée avec une partie lisse, une tête hexagonale et un écrou en acier de très haute résistance.

I.7.1. Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

I.8. Conception structurelle

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie,
- La faisabilité,
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure,
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

L'étude et le dimensionnement de ce hall doivent être :

- Économiques
- Résistant aux efforts maximaux.

I.8.1. Partie horizontale

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.

La toiture de notre projet est de forme trapézoïdale avec six versants identiques et un auvent, et est constituée de plusieurs éléments :

- Traverse,
- Panne,
- Panneau sandwich.

I.8.2. Partie verticale (les façades)

Le bardage utilisé est du type LL35P (peau interne et externe lisse séparées par une mousse) maintenu en place à l'aide des lisses. Les poteaux et les lisses sont des profilés laminés à chaud.

Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes ; d'exploitation, des effets climatiques. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2. Charges Permanentes

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage ; ...

Bardage : LL35	$p=10,9 \text{ kg/m}^2$
Toiture : panneau sandwichs	$p =18 \text{ daN/m}^2$

II.3. Surcharges d'Exploitation

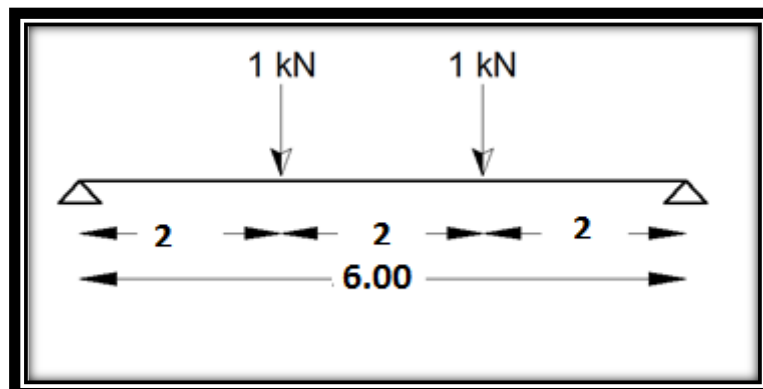
Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

Les *surcharges d'entretien* sont deux charges ponctuelles de 1 kN appliquées au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

II.3.1 Charges d'exploitation du toit

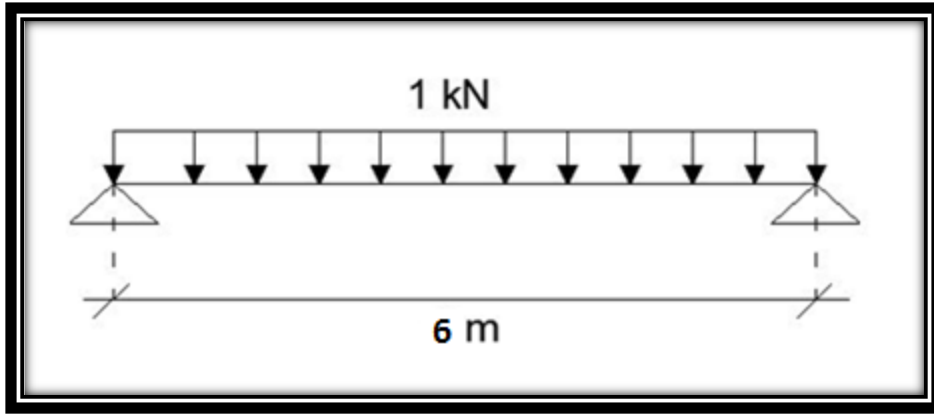
Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, il existe deux cas de charges :

Cas 1 : Charges ponctuelles de 1,5kN au 1/3 et 2/3 de la portée



$$M1 = 1 * (6/3) = 2 \text{ kN.m}$$

Cas 2 : une charge de 1kN appliquée sur une surface de 10m². Ces 10m² forment un rectangle, dont un cote est déterminé par l'entre-axe des éléments considérés. Donc pour une bande de 1ml, Q sera prise égale à 1kN=ml :



$$M_2 = (1 \times 6^2) / 8 = 4,5 \text{ kN.m}$$

II.4. Charge de la neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation "Règlement Neige et Vent" –RNV2013- (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface,

μ : Coefficient d’ajustement des charges,

s_k : Charge de neige sur le sol.

II.4.1. Valeur caractéristique de la neige S_k

Le projet se situe à AIN FEZZA dans la wilaya de TLEMCEM, classée en zone A2.

L’altitude du site est à H=842m. La charge de la neige est :

Zone A2 $S_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 846 + 15}{100} =$ \Rightarrow $S_k = 0,742 \text{ kN /m}^2$



Notre cas : α = β = 6,82°

Donc ; 0° ≤ (α = 6,82°) ≤ 30°

>> μ₁ = 0,8 et μ₂ = 0,8 + 0,8($\frac{\alpha}{30}$) = 0,982

$$S = \left(\frac{0,8+0,982}{2}\right) \times 0,742 \qquad S=0,661\text{kN/m}^2$$

II.5. Charge du vent

Ain Fezza(Tlemcen) \longrightarrow Zone II \longrightarrow $V_{ref} \text{ (m/s)} = 27\text{m/s}$
 \implies $q_{ref} = 435\text{N/m}^2$

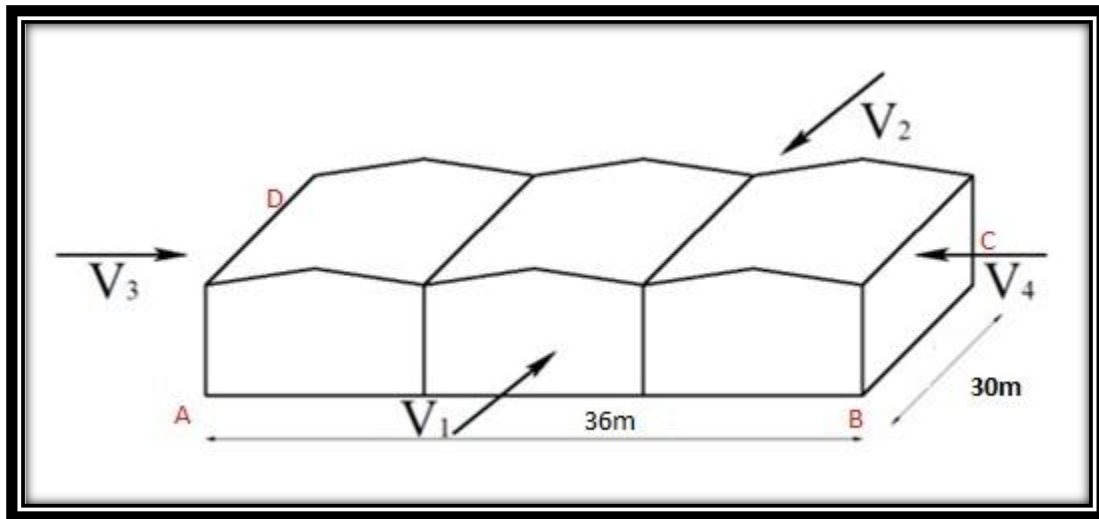


Figure II 1 Le sens du vent sur la structure

- V1 : vent perpendiculaire à la façade(AB).
- V2 : vent perpendiculaire à la façade(CD).
- V3 : vent perpendiculaire à la façade(DA).
- V4 : vent perpendiculaire à la façade(BC).

Conformément à la réglementation "Règlement neige et vent" –RNV2013- (D.T.R-B.C-2.47), l'effet du vent par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent,
- C_d : Coefficient dynamique,
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur,
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.5.1. Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur de la structure, ainsi que les types de la structure.

La structure du bâtiment étant métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m, on prend : $C_d = 1$

II.5.2 pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t).

$$q_{réf} = 43,5 \text{ daN/m}^2$$

II.5.2.1. Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) \begin{cases} KT \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{min} \\ KT \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200m \end{cases}$$

Avec :

Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- **KT**: Facteur de terrain,
- **Cr**: Coefficient de rugosité,
- **CT**: Coefficient de topographie,
- **z**: Hauteur considérée en (m).

	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	E
Catégorie II	0,190	0,05	2	0,52

Tableau II 1 Categorie du terrain

Donc :

Toiture $z=6,72$ m	Paroi vertical $z = 6$ m
$C_r=0,931$	$C_r=0,909$

Tableau II 2 Coefficient de rugosité

II.5.2.2 Coefficient topographique (C_t)

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Site plat $\Rightarrow C_T(z)=1$

II.5.2.3 intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent :

$$I_v = \frac{1}{c_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \geq Z_{\min}$$

$$I_v = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{6,72}{0,05}\right)} = 0,204$$

II.5.2.4. Coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donnée par :

$$C_e(z) = C_t^2 * C_r^2 * [1 + 7 * I_v]$$

Ou :

- C_r : est le coefficient de rugosité,
- C_t : est le coefficient de topographie,
- $I_v(z)$: est l'intensité de la turbulence,
- Z (en m) est la hauteur considérée.

Toiture	Paroi verticale
$C_e=2,08$	$C_e=1,98$

Tableau II 3 Coefficient d'exposition

II.5.3. calcul de la Pression dynamique q_{dyn}

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit:

Toiture	Paroi verticale
$q_{dyn}=90,48$	$q_{dyn}=86,26$

Tableau II 4 Pression dynamique

II.5.4. Coefficient de pression extérieur C_{pe}

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots si S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots si 1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots si S \geq 10m^2$

Notre cas c'est : $C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots si S \geq 10m^2$

Pour parois verticales :

- Vent sur Pignon :

$e = \min [b; 2h]$ $e = \min [36 ; 2 \times 6]$

$D = 36$ $d = 30$

$H = 6$ $b = 36$

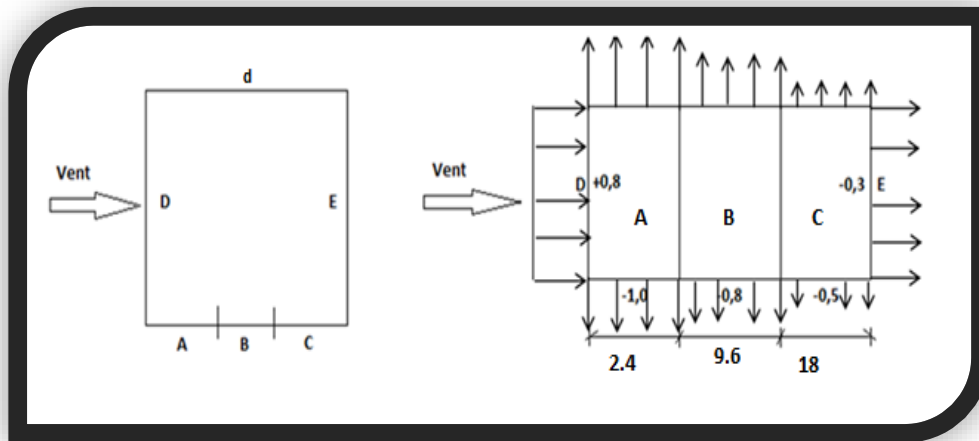


Figure II 2 Vent sur pignon (Paroi)

• Vent sur Long-pan :

$e = \min [b; 2h] = \min [30 ; 2 \times 6]$

$e = 12\text{m}$ avec

$d = 36\text{m}$ $D = 30\text{m}$

$d > e$ $36\text{m} > 12\text{m}$

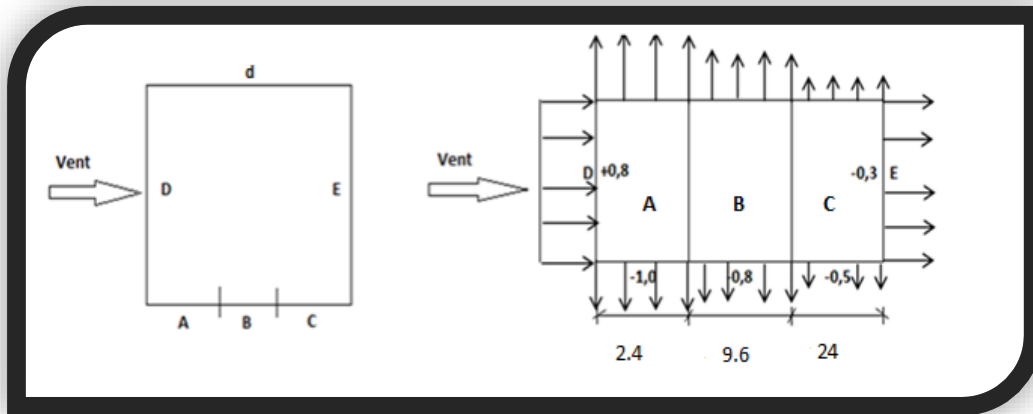


Figure II 3 Vent sur Long pan (Paroi)

Pour la toiture :

• Vent sur pignon :

$e = \min [b; 2h] b = 9\text{m}$

$h = 6,72\text{m}$

$d = 30\text{m}$ Donc $e = 9\text{m}$

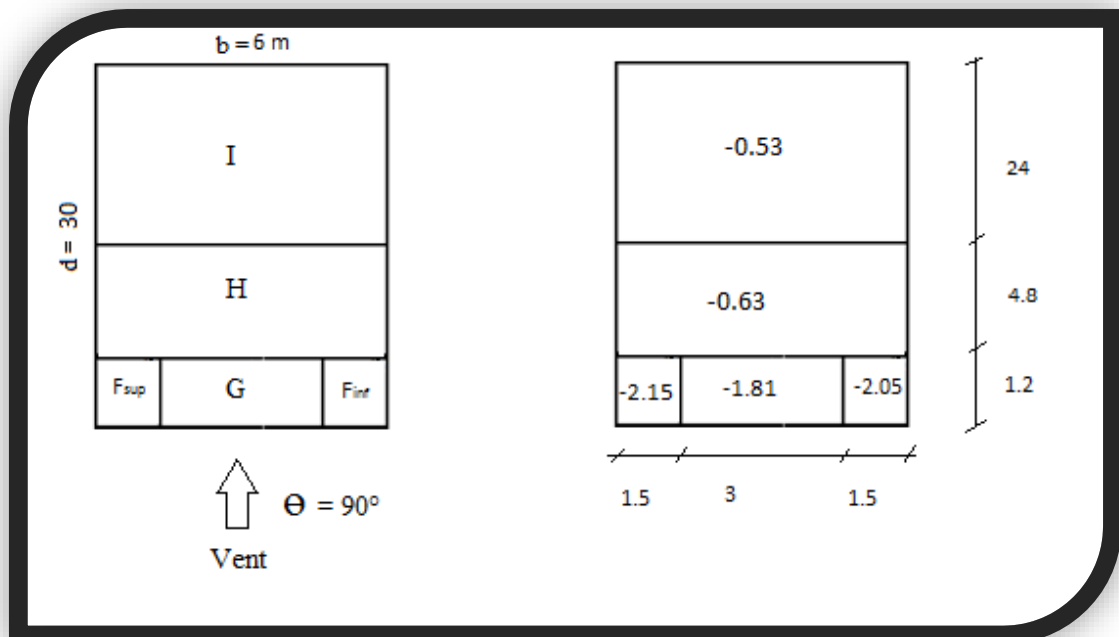


Figure II 4 Vent sur pignon (toiture)

- Vent sur Long-pan

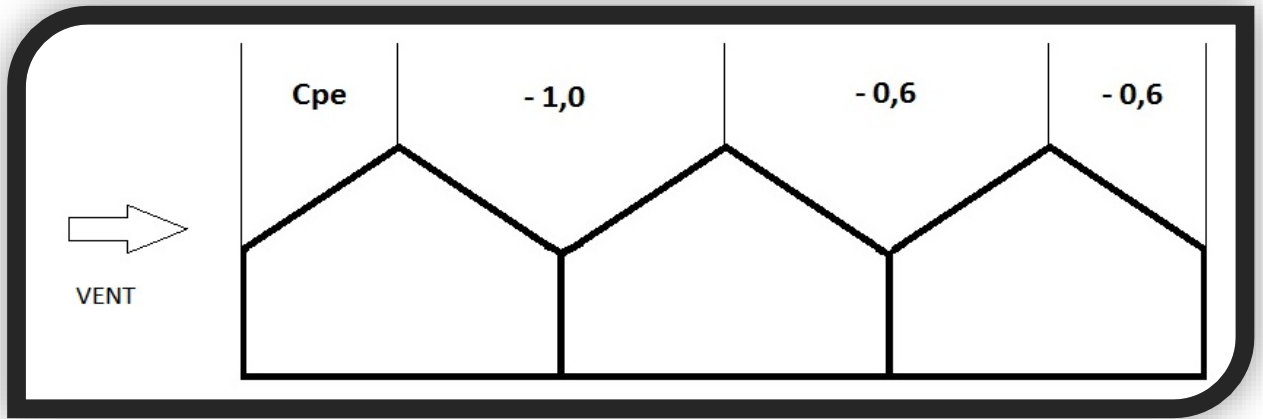


Figure II 5 C_{pe} pour une toiture à plusieurs versants

$$e = \min [b; 2h]$$

$$b = 30\text{m} \quad h = 6,72 \quad d = 9\text{m}$$

$$e = 13,44$$

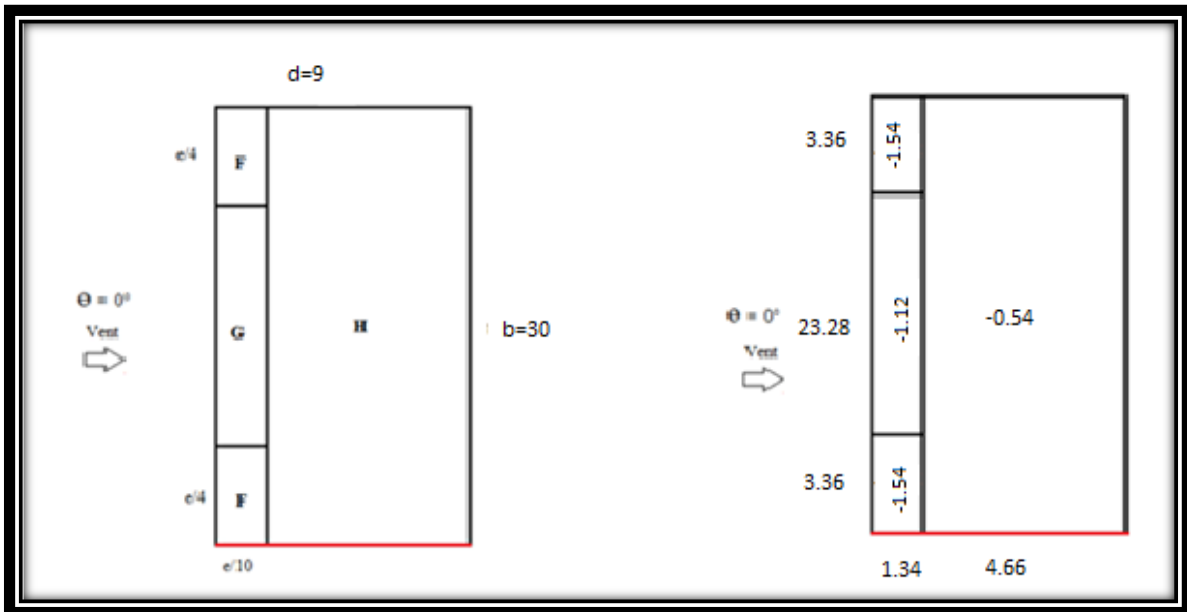


Figure II 6 Vent sur long pan (toiture)

III.5.4. Coefficient de pression intérieure

Puisqu'on a le dossier de la structure incomplet donc on prend les valeurs suivantes de C_{pi} :

$$\begin{cases} C_{pi} = -0,5 \\ C_{pi} = +0,8 \end{cases}$$

II.5.5. calcul de la charge du vent Q_j

II.5.5.1. vent sur pignon

- Parois vertical

	Q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}		Q_j (N)	
A	862,6	1	-1	-0,5	0,8	-431,3	-1552,7
B	862,6	1	-0,8	-0,5	0,8	-258,8	-1380,1
C	862,6	1	-0,5	-0,5	0,8	0	-1121,4
D	862,6	1	0,8	-0,5	0,8	1121,4	0
E	862,6	1	-0,3	-0,5	0,8	-172,5	-948,9

Tableau II 5 Vent sur pignon (paroi)

- Toiture

	Q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}		Q_j (N)	
F_{sup}	904,8	1	-2,15	-0,5	0,8	-1492,9	-2669,2
F_{inf}	904,8	1	-2,15	-0,5	0,8	-1402,4	-2578,7
G	904,8	1	-1,81	-0,5	0,8	-1185,3	-2361,5
H	904,8	1	-0,63	-0,5	0,8	-117,6	-1294
I	904,8	1	-0,53	-0,5	0,8	-27,1	-1203,4

Tableau II 6 Vent sur pignon (toiture)

II.5.5.2. vent sur long pan

- Parois vertical

	Q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}		Q_j	
A	862,6	1	-1	-0,5	0,8	-431,3	-1552,7
B	862,6	1	-0,8	-0,5	0,8	-258,8	-1380,1
C	862,6	1	-0,5	-0,5	0,8	0	-1121,4
D	862,6	1	0,8	-0,5	0,8	1121,4	0
E	862,6	1	-0,3	-0,5	0,8	-172,5	-948,9

Tableau II 7 Vent sur long pan (paroi)

- Toiture

	Q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}		Q_j	
F	904,8	1	-1,54	-0,5	0,8	-941	-2117,2
G	904,8	1	-1,12	-0,5	0,8	-561	-1737,2
H	904,8	1	-0,54	-0,5	0,8	-36,2	-1212,4
*	904,8	1	-0,6	-0,5	0,8	-90,48	-1266,7
*	904,8	1	-1	-0,5	0,8	-452,4	-1628,6

Tableau II 8 Vent sur long pan (toiture)

II.6. Calcul de la force de frottement

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèle au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

- Long pan

$$S_3 + S_4 < 4 \times (S_1 + S_2)$$

$$(6,72 \times 36) \times 2 < 4 \times (30 \times 6, 72 \times 2)$$

$$483,84 \text{ m}^2 < 1612,8 \text{ m}^2$$

Condition Vérifiée

Pour V3, V4 :

$$S_1 + S_2 < 4 \times (S_3 + S_4)$$

$$(30 \times 6, 72) \times 2 < 4 \times (36 \times 6, 72 \times 2)$$

$$403,2 \text{ m}^2 < 1935,36 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

Chapitre-III: Dimensionnement des éléments secondaires

III.1. Chéneaux et descente des eaux pluviales

Le chéneaux est un canal ménagé à la base du versant pour recevoir les eaux pluviales et éviter leur stagnation .donc assuré l'étanchéité de la toiture.

La section du chéneau sera déterminée à partir d'un abaque, en fonction de la surface en plan des combles desservis en m^2 et la pente.

$$S_{\text{versant}} = 6,06 \times 30 = 181,2 m^2$$

$$\text{Avec } L_{\text{traverse}} = 6,06 \text{ m}$$

$$\text{Pente} = 2 \text{ mm/m}$$

$$\text{D'où } S_{\text{chéneau}} = 270 \text{ cm}^2$$

III.1.1. Diamètre des descentes des eaux pluviales

Pour dimensionner les D.E.P, on considère que 1 cm^2 de section D.E.P, évacue 1 m^2 de surface de la couverture.

Prenons 3 D.E.P par versant espacé de 18m, la surface en plan collectée par une DEP sera

$$S = \frac{S}{3} = 233,33 \text{ m}^2$$

En considérant ainsi une D.E.P de forme cylindrique et en utilisant l'abaque du diamètre de la descente d'eau, soit des DEP de $\varnothing 110 \text{ mm}$.

III.2. Calcul des pannes

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich) ($G = 0,142 \text{ kN/m}^2$)
- Charge d'entretien ($Q = 1 \text{ kN}$) placée en $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne.
- Action de la neige ($S = 0,742 \cos 6,84$) = $0,737 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent ($W = -2,6692 \text{ kN/m}^2$)

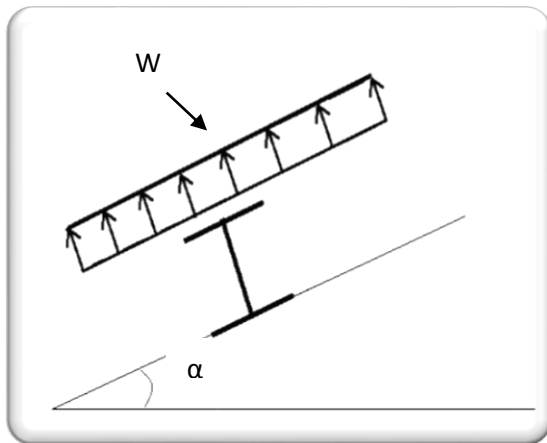


Figure III 2 Cas de l'effet du vent

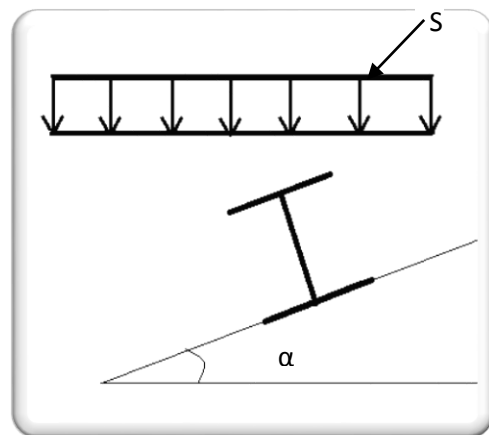


Figure III 1 Cas de l'effet de neige

III.2.1. Combinaisons des charges et actions

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 0,142 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 1) = 1,692 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,142 \times 1) + (1,5 \times 0,737 \times 1) = 1,297 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,142 \times 1) + (1,5 \times 1 \times -2,669) = -3,812 \text{ kN/m}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = 3,812 \text{ kN/m}$$

III.2.2. Moment maximum pour une poutre continue sur 4 Appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les calculs de la RDM par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

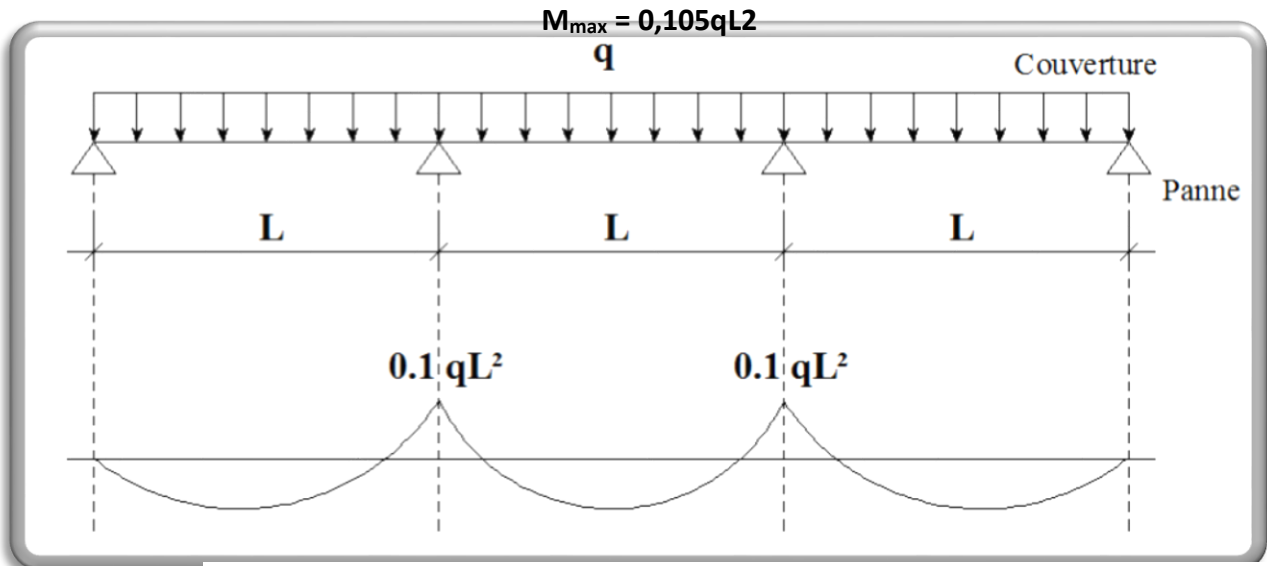


Figure III 3 Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture

III.2.3. Calcul de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{\max} < f_y \times W \text{ avec } : W \text{ (module de résistance)}$$

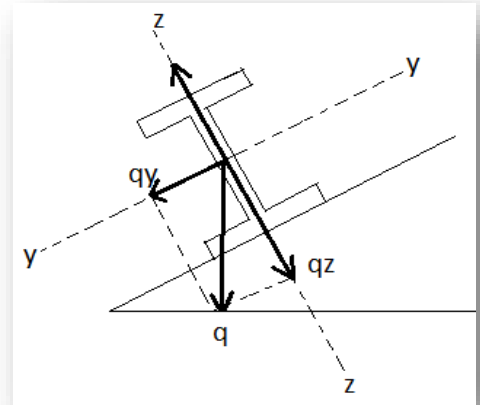
$$\Rightarrow 0,105qL < f_y \times W = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,105 \times q}} \Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,105 \times 3,812}} = 1,71 \text{ m}$$

On prend : $L = 1,50 \text{ m}$.

III.2.4. Dimensionnement des pannes

- $G=0,141 \times 1,5= 0,211 \text{ kN/ml}$
- $Q=1 \times 1,5= 1,5 \text{ kN /ml}$
- $S=0,737 \times 1,5= 1,105 \text{ kN/ml}$
- $W= (-2,669) \times 1,5 = -4,003 \text{ kN/m}$



a) Combinaison des charges

• À l'ELU

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,211) + (1,5 \times 1,5) = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5 S = (1,35 \times 0,211) + (1,5 \times 1,105) = 1,94 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5W = (1,35 \times 0,211) + (1,5 \times (-4,003)) = -5,72 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{Max} (q_1, q_2, q_3) = 5,72 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 5,72 \cdot \sin(6,84^\circ) = 0,68 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 5,72 \cdot \cos(6,84^\circ) = 5,67 \text{ kN/m} \end{cases}$$

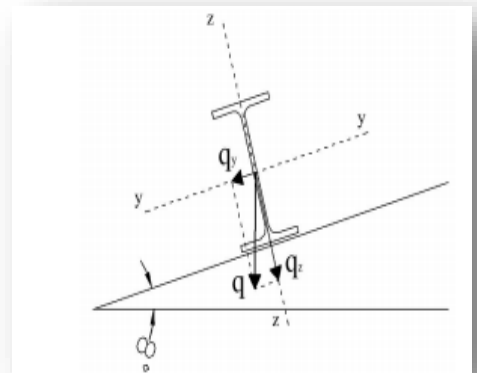
• À l'ELS

$$q_{s1} = G + Q = 0,211 + 1,5 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,211 + 1,105 = 1,31 \text{ kN/m}$$

$$q_{s3} = G + w = 0,211 + (-4,003) = -3,79 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{max} (q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 3,79 \text{ kN/m}$$



$$\begin{cases} q_{sy} = q \times \sin \alpha = 3,79 \times \sin(6,84^\circ) = 0,45 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = q \times \cos \alpha = 3,79 \times \cos(6,84^\circ) = 3,76 \text{ kN/m} \end{cases}$$

b) Calcul des moments sollicitant(ELU)

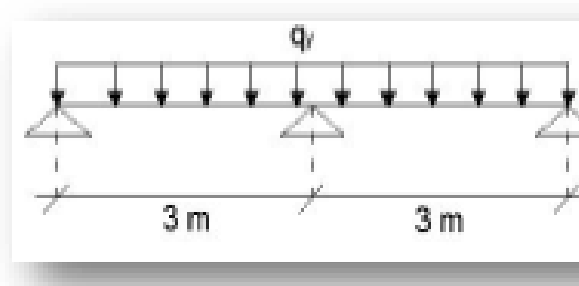
Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes.

• Plan (y-y) :

$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 0,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{zsd} \leq M_{zrd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} = \frac{M_{zsd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 3,55 \text{ cm}^3$$



c) **Condition de flèche (ELS)**

Plan (y-y)

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5\text{cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,415 \times \frac{5 \times 0,45 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 6,25\text{cm}^4$$

• **Plan (z-z)**

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{600}{200} = 3,0\text{cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 3,67 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 614,39\text{cm}^4$$

III.2.5. Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE 160** présentant les caractéristiques suivantes

profilé	Section		Dimensions			Caractéristiques			
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 160	20,1	160	82	7,4	5	868,3	68,31	123,9	26,1

Tableau III 1Caractéristiques du profilé IPE 160

III.2.6. Condition de flèche avec poids propre inclus

$$Q_{\max} = G + Q = (0,141 + 0,188) \times 1,5 + (1 \times 1,5) = 2,91 \text{ kN /m}$$

$$Q_{sy} = Q_{\max} \times \sin \alpha = 1,993 \times \sin (6,84^\circ) = 0,237 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sz} = Q_{\max} \times \cos \alpha = 1,993 \times \cos (6,84^\circ) = 1,97 \text{ kN/m}$$

- Plan (y-y)

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta = 0,415 \times \frac{5 \times 0,237 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68,31} = 0,75 \text{cm} < 1,5 \text{cm}$$

- Plan (z-z)

$$\delta = \frac{5 \times q_z \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta = \frac{5 \times 1,97 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869,3} = 1,84 \text{ cm} < 3,0 \text{cm}$$

La condition de flèche est vérifiée

III.2.7. Classe du profilé IPE 160

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ Avec } : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127,2}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 25,44 \leq 72$$

- \Leftrightarrow L'âme est de classe I

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Leftrightarrow \frac{41}{7,4} = 5,54 \leq 10$$

- La semelle est de classe I

Donc la section du profilé global est de classe I

III.2.8. Vérification des contraintes

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \alpha}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd} \beta}{M_{pl,rd}} \right) \leq 1$$

Avec $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \text{ (profilé en I, classe 1)} \end{cases}$

$$M_{ny,rd} = M_{ply,R} \cdot \frac{1-n}{1-0,5a} \dots \dots \dots (1)$$

Avec $\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0 \\ a = \frac{A - (2b - t_f)}{A} = \frac{20,1 - (2 \times 8,2 - 0,74)}{20,1} = 0,22 \end{cases}$

$$n < a \Leftrightarrow M_{nz,rd} = M_{plz,rd} = w_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (1) et (2) dans la première équation :

$$(A) \Leftrightarrow \left(\frac{M_{ysd} \times \gamma_{M0} \times (1-0,5a)^2}{W_{ply} \times f_y} \right) + \left(\frac{M_{zsd} \times \gamma_{M0}}{W_{plz} \times f_y} \right) \leq 1$$

$$Q_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,141 + 0,188)1,5 + (1,5 \times 1,5)$$

$$Q_{\max} = 2,91 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 2,88 \text{ kN/m}$$

$$M_{y, sd} = Q_z \times \frac{Lz^2}{8} = 12,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{z, sd} = Q_y \times \frac{Ly^2}{8} = 0,45 \times \frac{3^2}{8} = 0,5 \text{ kN.m}$$

$$(A) \Leftrightarrow \left[\frac{12,86 \times 10^2 \times 1,1 \times (1 - 0,5 \times 0,22)^2}{123,9 \times 23,5} \right] + \left[\frac{0,5 \times 10^2 \times 1,1}{26,1 \times 23,5} \right]^1 = 0,23 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en IPE160 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.9. Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe I)

χ_{Lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2})}$$

Avec:

$$\begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \lambda_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 3,60 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 3,96 × 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 68,31 cm

$$\lambda_{Lt} = 145,6$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{1t} = \left[\frac{145,64}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,55$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1+0,21(1,55-0,2) + 1,55^2] = 1,84$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(1,84 + \sqrt{1,84^2 - 1,55^2})} = 0,55$$

$$M_{brd} = \frac{0,38 \times 1 \times 123,9 \times 23,5}{1,1} = 926,43 \text{ kN.m}$$

Moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = 12,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 15,12 \text{ kN.m} \leq M_{brd} = 926,43 \text{ kN.m}$$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée

III.2.10. Résistance au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$: ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\text{On à : } \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 69$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

III.2.11. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec : $A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 726 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)

$A_{fc} = b \cdot t_f = 82,7,4 = 606,8$ (aire de la semelle comprimée)

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)

$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)

$K =$ Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

A N:

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,24 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{160 - 2(7,4)}{5} = 29,04 < 293,24 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

Conclusion

La section en **IPE 160** assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, il est convenable pour les pannes de notre structure.

III.3. Calcul des liernes

III.3.1 Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont des tiges filetées des deux coté, disposée à mi- portée

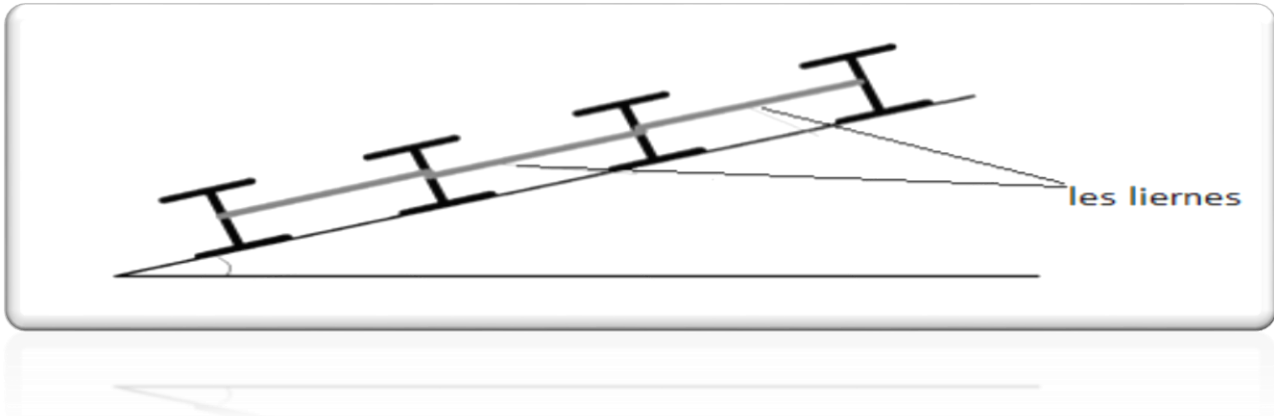


Figure III 4 coupe transversale

III.3.2. Les efforts dans les liernes

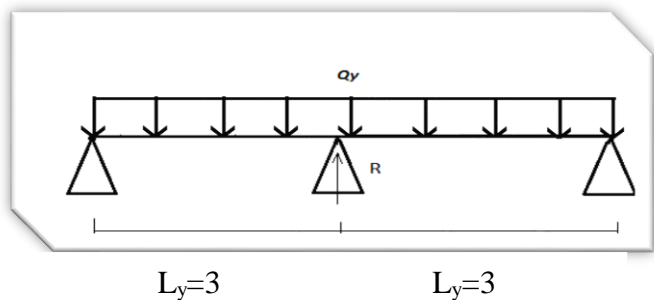
$$T_1 = R/2$$

Avec

$$R = 1,25 \times Q_y \times L_y$$

$$R = 1,25 \times 0,35 \times 3$$

$$R = 1,31 \text{ kN}$$



Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumises à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L9

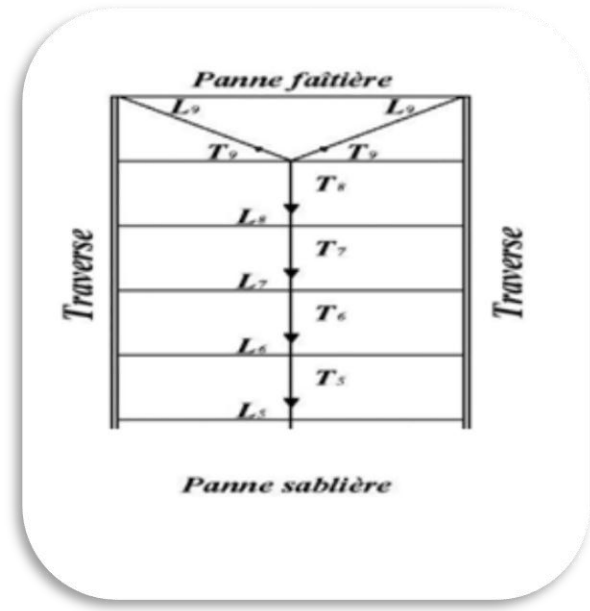
$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,31}{2} = 0,66 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,97 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 3,28 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 4,59 \text{ kN}$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = 5,13 \text{ kN}$$



Avec $\theta = \arctg \frac{1,5}{3} = 26,57$

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{sd} = T_5$$

$$N_{plrd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow T_5 \leq \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_5 \gamma_{M0}}{f_y} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \frac{\varphi^2}{4} \geq 0,24 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,24}{\pi}} = 0,3 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, On opte a des liernes de pannes diamètre $\varphi 12$

III.4. Calcul des lisses

III.4.1. Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

III.4.2. Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement. En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges

- charge permanents (G)

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

- Surcharge climatiques

Surcharge du vent (W)

- Combinaisons de charge les plus défavorables

$$1,35G+1,5W2$$

III.4.2.2. Vérification de la lisse de long pan

- Charges permanents

Bardage : 18 kg/m²

Accessoires de poses : 5 kg/m²

Poids propre de la lisse :(UPN140) 16 kg/ml

$$G= (10, 9+5) \times 1, 4 + 16 = 38,26 \text{ kg/ml}$$

Remarque: la distance entre les lisses est de 1,4m

- Surcharges climatique du vent :

$$W_2= 1,55 \times 1, 4 = 2,17 \text{ kN/m}^2$$

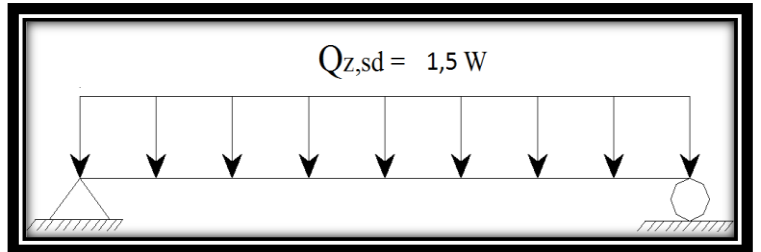
a-Poutre sur deux appuis

- Moment sollicitant

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd}}{8} \times L^2$$

$$= \frac{1,5 \times W_2 \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 2,17 \times 6^2}{8}$$

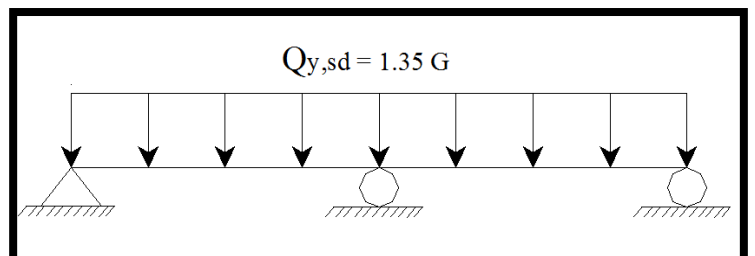
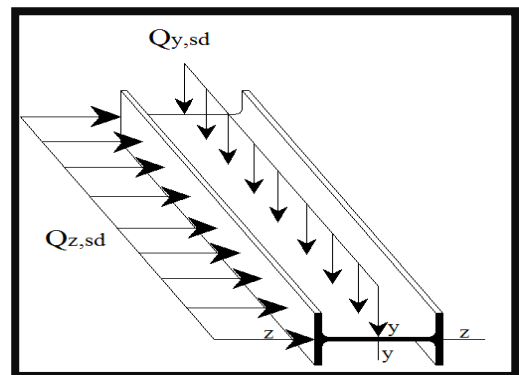
$$= 14,65 \text{ kN.m}$$



b-Poutre sur trois appuis

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd}}{8} \times L^2$$

$$= \frac{1,35 \times G \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,38 \times 9}{8} = 0,57 \text{ kN.m}$$



Remarque

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à IPE 200 sont généralement d'une section de classe 1.

III.4.2.3. Vérification à la résistance

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \text{ (Section en I, H)} \\ \beta = 5n \text{ avec } n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1 \end{cases}$$

- **Caractéristique géométrique d'UPN 140**

$$W_{el,y} = 86,4 \text{ cm}^3 ; W_{el,z} = 14,8 \text{ cm}^3 ;$$

$$W_{pl,y} = 103 \text{ cm}^3 ; W_{pl,z} = 28,3 \text{ cm}^3 ;$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{103000 \times 235}{1,1} = 22,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{28300 \times 235}{1,1} = 6,04 \text{ kN.m}$$

$$\frac{14,65^2}{22,00} + \frac{0,57^1}{6,04} = 0,53 \leq 1$$

⇒ Condition vérifiée

III.4.2.4. Vérification au déversement**Remarque**

Il n'y a pas risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur (un vent de pression).

III.4.2.5. Vérification à l'état limite de service (la flèche)

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge de service G+W2

- **Condition de vérification**

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$\text{avec : } f_{ad} = \frac{L}{200}$$

- **Flèche verticale (suivant y-y) sur trois appuis :**

$$f_{ad} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{300}{200} = 1,50 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 3,8 \times (300)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 62,7} = 0,12 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1,50 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée

- Flèche horizontale (suivant z-z) sur deux appuis

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times G \times (L)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 21,7 \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 605} = 2,88 \text{ cm} \leq f_{ad} = 3,00 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion

La lisse de long pan **UPN 140** est vérifiée à la sécurité.

III.5. Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et à résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.5.1 . Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a)-Charge permanentes G (poids propre)

Bardage : 10,9 kg /m²

Accessoires de poses : 5 kg/m²

Poids propre du potelet:(UPN140) 16 kg/ml

$$G = (16 \times 4 \times 5) + (10,9+5) \times 4,25 \times 6,72 = 7,74 \text{ kN}$$

b)- Surcharges climatiques du vent (W₃)

$$W_3 = 1552,7 \text{ N/m}^2 = 1,55 \text{ kN /m}^2$$

$$W_3 = 1,55 \times 5 = 7,75 \text{ kN/ml}$$

III.5.2. Dimensionnement du potelet

- Sous la condition de flèche (L= 6,42m longueur du potelet le plus chargé)

$$f_z = \frac{5 \times W_3 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times W_3 \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 77,5 \times 642^3}{384 \times 21 \times 10^6}$$

$$I_y = 2543,05 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée. Ce qui correspond à un profilé **IPE 220**

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A	h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl,y}
	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 220	33,4	220	110	9.2	5.9	2772	204.9	285.4	58.11

Tableau III 2 Caractéristique du profilé IPE 220

III.5.2.1. Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \text{Min} \left(0, 25 N_{pl,Rd}, 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 7,74 = 10,45 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3340 \times 235}{1,1} = 713,54 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 3340 - 2 \times 110 \times 9,2 = 1316 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 10,45 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \times 1316 \times 235}{1,1} = 140,57 \text{ kN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.5.2.2. Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{s,d} \leq M_{N,Rd}$$

Avec : $M_{s,d}$: Moment sollicitant

$$M_{s,d} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 7,75 \times 4,25^2}{8} = 26,24 \text{ kN.m}$$

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

Avec :

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285400 \times 235}{1,1} = 60,98 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{10,45}{713,54} = 0,014$$

$$a = (A - 2b \times t_f) / A = (3340 - 2 \times 110 \times 9,2) / 3340 = 0,39$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{60,98 \times (1 - 0,014)}{(1 - 0,5 \times 0,39)} = 74,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{s,d} = 26,24 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 74,69 \text{ kN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

III.5.2.3. Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 \\ t_f = 9,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a → $\alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b → $\alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{11,23} = \frac{642}{11,23} = 57,17 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,61$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{3,02} = \frac{642}{3,02} = 212,58 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 2,26$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,26$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

D'où $\chi = 0,1696$

$$D'où : N_{b,Rd} = \frac{0,1696 \times 3340 \times 235}{1,1} = 121,05 \text{ kN}$$

Donc : $N_{sd} = 10,45 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 153,94 \text{ kN}$

⇒ La condition est vérifiée.

III.5.2.4. Résistance du potelet au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par : $M_{brd} = \frac{\chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec : $\beta_w = 1$ Section de classe 1

χ_{Lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2})}$$

Avec:

$$\begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$G = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$

I_t : Moment d'inertie de torsion = $9,07 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $22,67 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $204,9 \text{ cm}^4$

$$\lambda_{Lt} = 123,61 \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{123,61}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,31$$

$$\emptyset L_t = 0,5 \times [1 + 0,21(1,31 - 0,2) + 1,312] = 1,47$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,47 + \sqrt{1,47^2 - 1,31^2})} = 0,47$$

$$\text{Donc: } M_{brd} = \frac{0,47 \times 366600 \times 235}{1,1} = 36,81 \text{ kN.m} \geq M_{sd} = 27,57 \text{ kN.m}$$

⇒ La condition est vérifiée

Chapitre IV: ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations

Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptible à solliciter notre structure, Pour se faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien RPA 99-Version 2003-(D.T.R-B.C-2.48)

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Suivant la particularité de la structure de notre bâtiment, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale

IV.2. Principe de la méthode

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

IV.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ \frac{S_a}{g} = 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \frac{T_2}{T} \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad [4] \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \frac{T_2}{3} \left[\frac{3}{T}\right]^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{array} \right.$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone I)

Classification des ouvrages : 1B \implies A = 0,2

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

Acier dense $\xi = 5 \%$ $\eta=1$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement

Ossature contreventée par palées triangulées en X $R = 5$

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum P_q = 1,15$

Critère _q	P_q
1-Condition minimales sur les files de contreventement	Non Observé 0.05
2-redondance en plan	Non observé 0.05
3-régularité en plan	Observé 0
4-régularité en élévation	Non observé 0.05
5-control de la qualité des matériaux	Observé 0
6-control de la qualité d'exécution	Observé 0

Tableau IV 1 Valeurs des pénalités P_q

- Sol supposé rocheux S1
 - { $T_1 = 0,15$ sec
 - { $T_2 = 0,30$ sec

IV.4. Analyse dynamique

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

IV.5. Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine

On fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel de calcul, ce dernier est un logiciel de calcul est de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment, et ouvrage de génie-civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification de structure

IV.6. Analyse modale

Le calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure se détermine par le biais de la méthode intitulée « analyse modale spectrale » qui se caractérise par la sollicitation sismique décrite sous la forme d'un spectre de réponse.

Une bonne modélisation permet, à travers ce type d'analyse appliqué à toute forme de structure, d'obtenir des résultats les plus exacts et les plus satisfaisants possibles et dont la fiabilité est extrême.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone I,
- Groupe d'usage : B1,
- Coefficient de comportement : 5,
- Amortissement 5%,
- Facteur de qualité 1,15,
- Site rocheux S1.

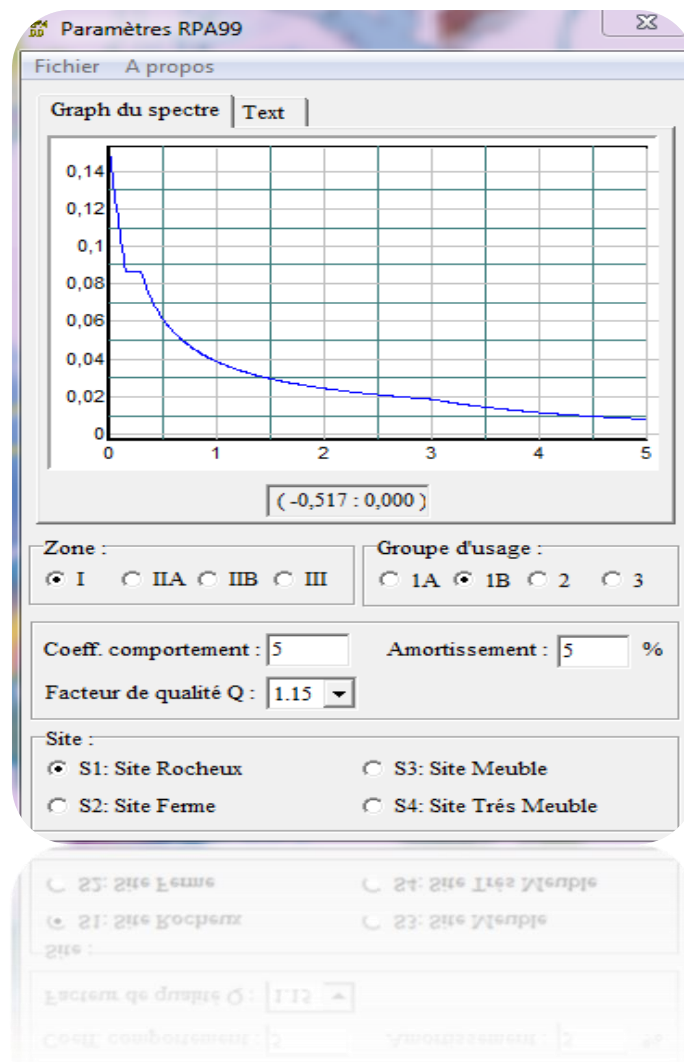


Figure IV 1 spectre de réponse

IV.7. Vérification de la structure

IV.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel de calcul ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel de calcul : $T = 0,23$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_t = 0,05$).

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ($h_n=6$ m).

D'où : $T = 0,05 \times 6^{3/4} = 0,19$ s.

$T+30\%T = 0,25$ s

Donc : $0,23$ s < $T+30\%T=0,25$ s

- La condition est vérifiée

IV.7.2. Vérification de la force sismique à la base

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismique à la base V_t égale ou supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t > 0,8V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sur 50 modes propres de vibration sont comme suit :

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 7458,11$ DaN

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 6138,36$ DaN

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone ($A= 0,12$)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$D=2,5$

W (Poids propre de la structure) = 80304DaN(D'après le logiciel de calcul)

$$V = \frac{0,12 \times 2,5 \times 1,15}{5} \times 80304$$

$V = 5540,97$ DaN

	V_t (DaN)	V(DaN)	80 % V(DaN)	$V_t > 80\% V$
V_x	7458,11	5540,97	4432,78	vérifiée
V_y	6138,36	5540,97	4432,78	Vérifié

Tableau IV 2 Résultante des force sismiques a la base

IV.7.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k). Est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} .$$

structure	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	0,01H(cm)	condition
	1,1	5	5,5	6	Vérifiée

Tableau IV 3 Déplacement horizontal de la structure

Avec :

R : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Chapitre-V: DIMENSIONNEMENT DE SELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2. Justification des traverses

V.2.1. Charge répartie sur la traverse

- Poids du panneau sandwich,
- Poids des pannes,
- Poids propre de la traverse,
- Charge d'entretien.

V.2.2. Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel de calcul nous a proposé comme profilé **IPE 400** pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

profilé	P(kg/m)	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	23130	1316

Tableau V 1 Caractéristiques du profilé IPE 400

V.2.3. Efforts sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel calcul pour nous donner les efforts les plus défavorables

$$M_{sd} = 239 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 150 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 106 \text{ KN}$$

V.2.4. Classe de la section transversale de la traverse

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec } : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,1 \dots [2]$$

$$\frac{331}{8,6} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 38,48 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \dots [2]$$

$$\frac{90}{13,5} = 6,66 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale IPE 400 est de classe I

V.2.5. Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche de la traverse est calculée par le logiciel de calcul: $\delta = 0,7\text{cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 3\text{cm}$$

$$\text{Donc } : \delta \leq \delta_{\max}$$

La condition de la flèche est donc vérifiée.

V.2.6. Condition de résistance de la traverse

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{pl,rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \dots [2]$$

$$\text{Avec: } A_v = A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$= 84,5 - (36 \times 1,35) + (0,86 + 0,42) \times 1,35$$

$$= 37,62\text{cm}^2$$

$$\text{D'où: } V_{pl,rd} = 3762 \times (235 / \sqrt{3}) / 1,1$$

$$V_{pl,rd} = 464,01\text{kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 150\text{kN} < 50\% V_{pl,rd} = 232,01\text{kN}$$

Donc, on peut négliger l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, et dans ce cas la résistance de la section ne sera pas réduite

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec } : M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{130700 \times 235}{1,1} = 279,22\text{kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8450 \times 235}{1,1} = 1805,23 \text{ kN}$$

$$D'ou: \left(\frac{239}{279,22} \right) + \left(\frac{106}{180523} \right)^2 = 0,85 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

V.2.7. Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \quad (\text{Section de classe 1})$$

$$W_{ply} = 1144 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ_{LT} (le facteur de réduction pour le déversement)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \\ \alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{array} \right.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement $C_1 = 1,132$ (Annexe B)

$$G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_t: \text{Moment d'inertie de torsion} = 51,08 \text{ cm}^4$$

$$I_w: \text{Moment d'inertie de gauchissement} = 490 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z: \text{Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 1316 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{LT} = \frac{604 \times \left[\frac{1144^2}{1316 \times 490 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{604^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 51,08}{\pi^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 490 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}} = 109,19$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{109,19}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,16$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (1,16 - 0,2) + 1,16^2] = 1,27$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,16^2})} = 0,56$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,56 \times 1 \times 1144 \times 235 \cdot 10^2}{1,1} = 136,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,rd} = 136,86 \text{ kN.m} > M_{sd} = 134 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

V.3. Justification des poteaux

Après plusieurs essais sur logiciel de calcul, le profilé **HEA 220** a assuré la stabilité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité

V.3.1. Efforts sollicitant

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel de calcul

- $M_{sd} = 98,24 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 39,82 \text{ kN}$

V.3.2. Caractéristiques du profilé du poteau

Profilé	A_{cm^2}	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$W_{pl,z}(\text{cm}^3)$
HEA220	64,3	210	220	11	7	5410	1955	568.5	270.6

Tableau V 2 Caractéristiques du profilé HEA 220

V.3.3. Classe de la section transversale du poteau

Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon, \text{ Avec } : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{152}{7} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,7 \leq 33 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{110}{11} = 10 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section transversale du poteau est de classe I

Condition de résistance

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec } : M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{568500 \times 235}{1,1} = 121,45 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{6430 \times 235}{1,1} = 1373,68 \text{ kN}$$

$$\text{D'ou : } \left(\frac{98,24}{121,45} \right) + \left(\frac{39,82}{1373,68} \right)^2 = 0,81 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

V.3.4. Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (Pour la section est de classe I)

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 11 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{12,11} = \frac{0,7 \times 600}{19,17} = 46,27 \Rightarrow \lambda_y = 0,49$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5L}{5,51} = \frac{0,5 \times 300}{5,51} = 54,44 \Rightarrow \lambda_z = 0,58$$

$$\bar{\lambda} = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 0,58$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement ($\chi = 0,8371$)

$$D'où : N_{b,Rd} = \frac{0,8371 \times 1 \times 64,3 \times 10^{-2} \times 235}{1,1} = 114,99 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 39,82 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 114,99 \text{ kN}$$

\Rightarrow (La condition est vérifiée).

Conclusion : Le poteau en **HEA 220** résiste aux phénomènes d'instabilité (flambement)

V.5. Justification de la poutre sablière

On choisit un profilé laminé à chaud en **HEA140** et on vérifie sa résistance.

V.5.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
		A	h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl,y}
	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
HEA140	31,4	133	140	8,5	5,5	1033	389,3	173,5	84,65

Tableau V 3 Caractéristiques du profilé HEA 140

V.5.2. Efforts Sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

$$N_{sd} = 2,5 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 3,22 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 2,14 \text{ kN.m}$$

V.5.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière**Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{92}{5,5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 16,72 \leq 72$$

⇒ L'âme est de classe I

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{70}{8,5} = 8,23 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc, la section transversale de la poutre sablière est de classe 1

V.5.4. Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec : $\delta = 0.2$ cm (calculé par logiciel de calcul)

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée

V.5.5. Condition de résistance de la poutre sablière

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{PL, Rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 1146 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'ou: } V_{PL, Rd} = 1146(235/\sqrt{3}) / 1,1 = 141,35 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 36,22 < 50\% V_{PL, Rd} = 70,67$$

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquent la section ne sera réduite

V.5.6. Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{Lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{Lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2})}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{Lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ (Pour les profilés laminés)} \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

C1: Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

G=8,08. 10⁶N/cm²

I_t:Moment d'inertie de torsion=8.13cm⁴

I_w:Moment d'inertie de gauchissement= 15.06 ×10⁻³cm⁶

I_z:Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 389.3 cm⁴

$\lambda_{Lt} = 90,97; \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9; \quad \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{90,97}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,97$

$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21(0,97 - 0,2) + 0,972] = 1,05$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,97^2})} = 0,69$$

$M_{brd} = \frac{0,69 \times 173500 \times 235}{1,1} = 25,52 \text{ kN.m} > M_{sd} = 2,14 \text{ kN.m}$

Conclusion : la poutre secondaire en **HEA 140** résiste au déversement

V.6. Justification des poutres au vent

On choisit une cornière en **L100 × 100 × 10** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : N_{c,sd} = 107 kN (obtenue par le logiciel de calcul)

V.6.1. Les éléments comprimés

V.6.1.1. Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec : N_{c,Rd} : Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\lambda : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} =$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\alpha = 0,49$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{3,04} = \frac{350}{3,04} = 115,13 \Rightarrow \overline{\lambda}_y = 1,22$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{3,04} = \frac{350}{3,04} = 115,13 \Rightarrow \overline{\lambda}_z = 1,22$$

$$\overline{\lambda} = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 1,22$$

χ : Est déterminé en fonction de $\overline{\lambda}$ et la courbe de flambement **c** : d'où $\chi = 0,4338$

Résistance au flambement

D'où : $N_{c,Rd} = 177,93 \text{ kN}$

$N_{c,sd} = 107 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 177,93 \text{ kN}$

⇒ La condition est vérifiée

V.6.1.2. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1920 \times 235}{1,1} = 410,19 \text{ kN}$$

V.6.2. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 107 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel de calcul)

V.6.2.1. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \frac{996,84 \times 360}{1,25} = 258 \text{ kN}$$

$$A_{net} = A - \left[\left(\pi \frac{d^2}{4} \right) \times 6 \right] = 996,84 \text{ mm}^2$$

V.6.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{996,84 \times 235}{1,1} = 212,96 \text{ kN}$$

V.6.2.3. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1920 \times 235}{1,1} = 410,18 \text{ kN}$$

V.6.2.4 Vérification

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 212,96 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 107 \text{ kN} \dots [2]$$

⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion : les poutres au vent en **L 100 × 100 × 10** résistent aux phénomènes d'instabilité

V.7. Justification des stabilités

On choisit un double profilé en **UPN 140** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 92,79 \text{ kN}$ (obtenue par le logiciel de calcul)

V.7.1. Les éléments comprimés

V.7.1.1. Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M}$$

Avec : $N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\alpha = 0,49$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{5,45} = \frac{365}{5,45} = 66,97 \Rightarrow \lambda_y = 0,71$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{1,75} = \frac{365}{1,75} = 208,57 \Rightarrow \lambda_z = 2,22$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 2,22$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : d'où $\chi = 0,1662$

D'où : $N_{c,Rd} = 144,86 \text{ kN}$

$$N_{c,sd} = 92,79 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 144,86 \text{ kN}$$

⇒ **La condition est vérifiée**

V.7.1.2. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{4080 \times 235}{1,1} = 871,63 \text{ kN} > N_{c,sd} = 92,79 \text{ kN}$$

V.7.2. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 129,48 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel de calcul)

V.7.2.1. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{2232,7 \times 360}{1,25} = 578,73 \text{ kN}$$

V.7.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2232,7 \times 235}{1,1} = 476,98 \text{ kN}$$

V.7.2.3. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4080 \times 235}{1,1} = 871,63 \text{ kN}$$

V.7.2.4. Vérification

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 476,98 \geq N_{t,sd} = 129,48 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Conclusion : la pale de stabilité en $2 \times \text{UPN140}$ résiste aux phénomènes d'instabilité

V.8. Justification des tirants

On choisit un double profilé en **TCAR90x5** et on vérifie sa résistance.

V.8.1. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1688 \times 235}{1,1} = 360,61 \text{ kN} > N_{c,sd} = 174,6 \text{ kN}$$

V.8.2. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 101,9 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel de calcul)

V.8.2.1. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{1688 \times 360}{1,25} = 437,52 \text{ kN}$$

V.8.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1688 \times 235}{1,1} = 360,61 \text{ kN}$$

V.8.2.3. Résistance plastique de calcul de la section brute

Remarque : puisque l'assemblage des tirants se fait par une platine donc $A=A_{\text{net}}$

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1688 \times 235}{1,1} = 360,61 \text{ kN}$$

V.8.2.4. Vérification

$$\text{Min}(N_{\text{pl,Rd}}, N_{\text{u,Rd}}, N_{\text{net,Rd}}) = 437,52 \geq N_{\text{t,sd}} = 101,9 \text{ kN}$$

⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion : les tirants en **TCAR 90 × 5** assure la résistance à la TRACTION.

Chapitre VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, et assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnantes dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement **eurocode3**.

VI.2. Liaison Poteau-traverse

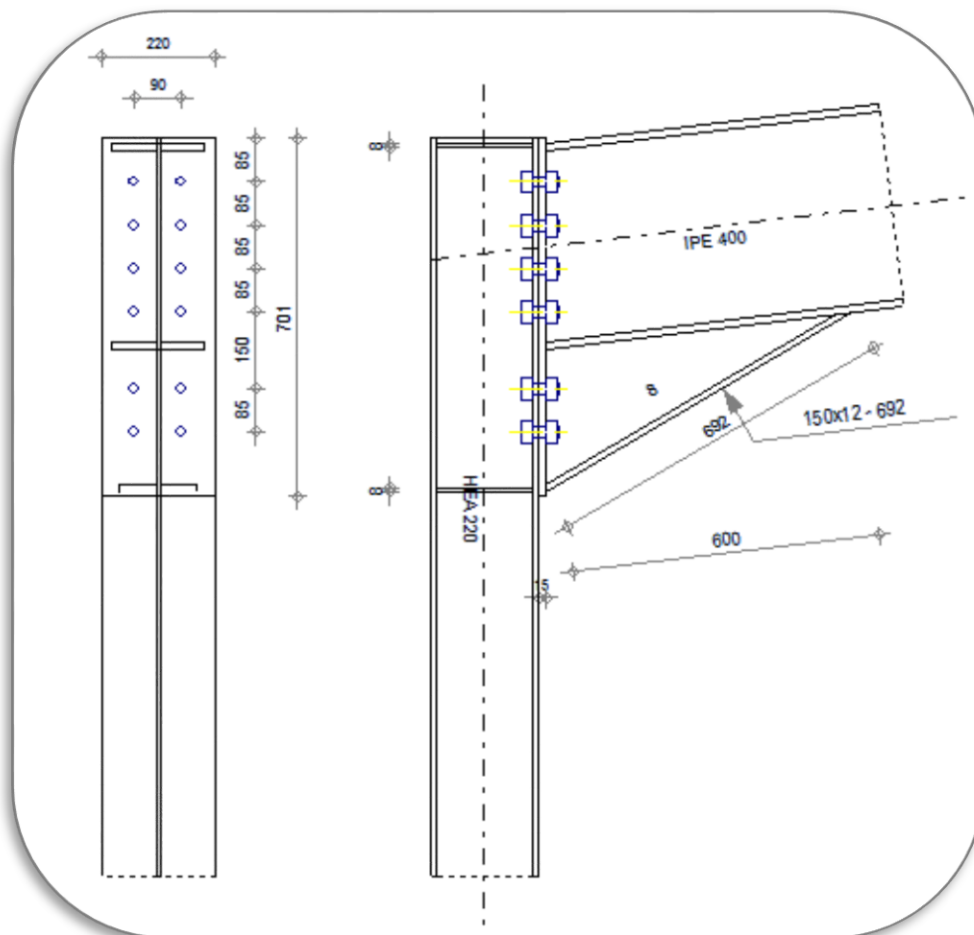


Figure VI 1 Détail d'assemblage poteau-poutre

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidariser l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percés de part et d'autre pour faciliter leur jonction.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

VI.2.1. Efforts Sollicitants

Les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

- $N_{sd} = 70,20 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 91,63 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 98,25 \text{ kN.m}$

Épaisseur de la platine : $e_p = 15 \text{ mm}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 7 \text{ mm}$

VI.2.2. Soudure de la platine

VI.2.2.1. Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{98,25 \times 10^3}{400} + 70,20 = 315,82 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7\sqrt{2} \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 532,95 \text{ kN}$$

$$N_d = 315,82 \text{ kN} < 532,95 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.2.2.2. Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7\sqrt{2} \times 746 \times 10^{-3}}{1,1} = 1104,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 91,63 \text{ kN} < R_s = 1104,40 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6 boulons HR 8.8 $\Phi 22 \text{ mm}$.

VI.2.2.3. Pince longitudinale e_1

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$d_0 = \Phi + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$t = 15 \text{ mm}$$

$$28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

$$\text{Alors on prend } e_1 = 90 \text{ mm}$$

VI.2.3. Pince transversale e_2

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 85 \text{ mm}$

VI.2.4. Calcul des boulons sollicités en traction

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 193,92 \text{ kN}$$

$$D1=85\text{mm}$$

$$D2=85+85=170\text{mm}$$

$$D3=170+85=255\text{mm}$$

$$D4=255+85=340\text{mm}$$

$$D5=340+150=490\text{mm}$$

$$D6=490+85=575\text{mm}$$

$$M_R = 2T_R(0,575 + 0,49 + 0,34 + 0,255 + 0,17 + 0,085) = 742,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 98,25 \text{ kN.m} < M_R = 742,71 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_d \leq V_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 96,96 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{91,63}{6} = 15,27 \text{ kN}$$

$$V_d = 15,27 \text{ kN} < V_R/\gamma_{M_1} = 88,15 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.2.6. Vérification de la pression diamétrale

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 15 \times 10^{-3} = 285,12 \text{ kN}$$

$$V_d = 15,27 \text{ kN} < L_R/\gamma_{M_1} = 259,2 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3. LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 400-IPE400)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le raidisseur qui figure sous les traverses permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

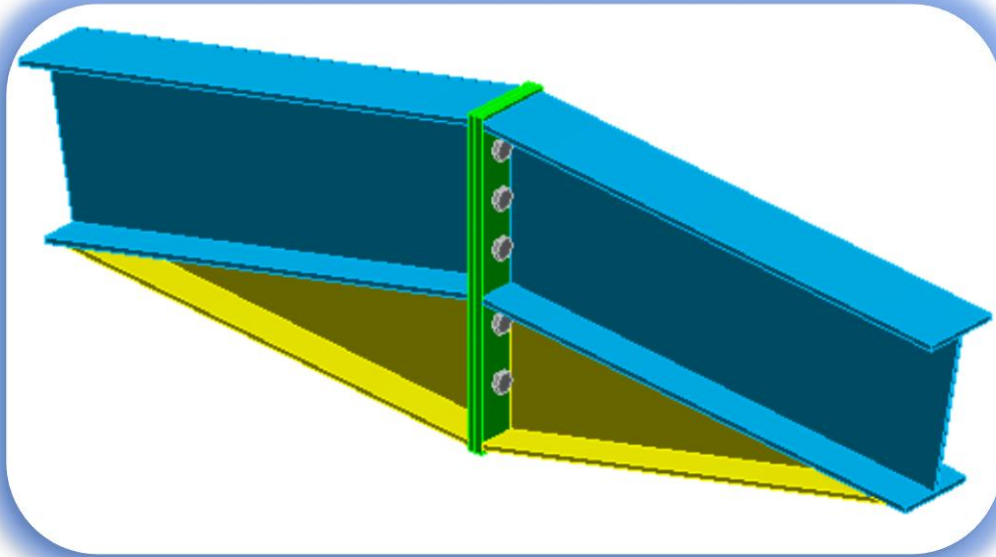


Figure VI 2 3D d'assemblage traverse traverse (IPE400-IPE400)

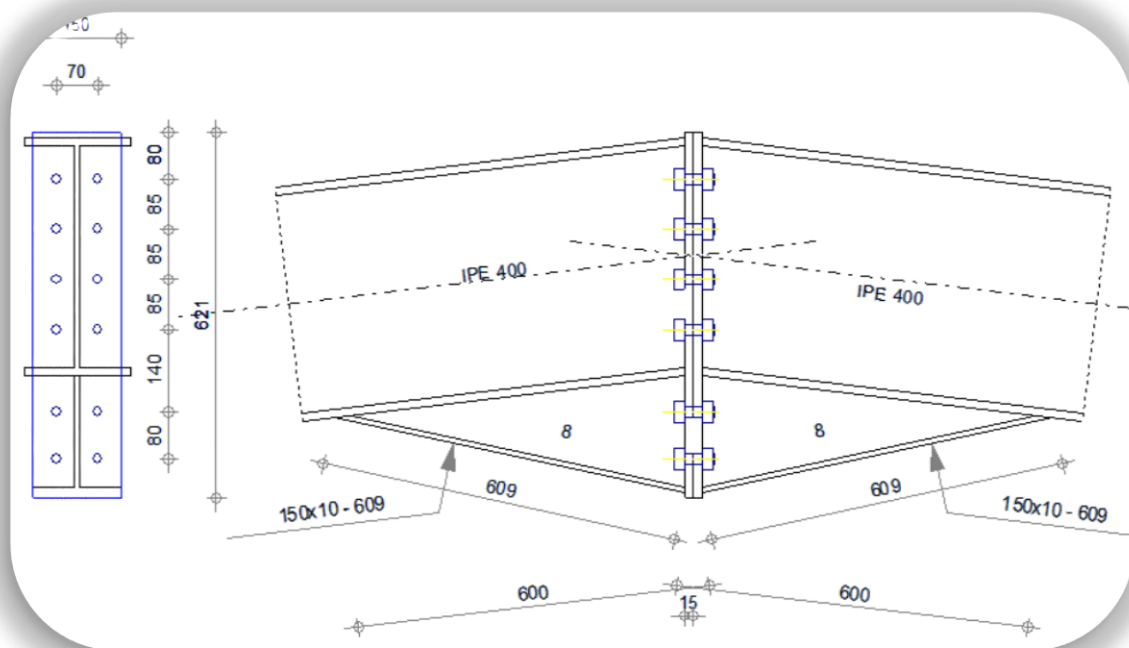


Figure VI 3 Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE400-IPE400)

VI.3.1. Efforts sollicitant

- $N_{sd} = 190,42 kN$
- $V_{sd} = 16,79 kN$
- $M_{sd} = 91,36 kN.m$

VI.3.2. Soudure de la platine

VI.3.2.1. Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 15 \text{ mm}$

On prend $a = 7 \text{ mm}$

VI.3.2.2. Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

$$\text{➤ } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{91,36 \times 10^3}{360} + 190,42 = 444,20 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 532,95 \text{ kN}$$

$$N_d = 444,2 \text{ kN} < R_s = 532,95 \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.2.3. Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 746 \times 10^{-3}}{1,1} = 1104,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 16,79 \text{ kN} < R_s = 1104,4 \text{ kN Condition vérifiée}$$

VI.3.3. Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6 boulons HR 8.8 $\Phi 22 \text{ mm}$.

VI.3.3.1. Pince longitudinale

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$
- $t = 15 \text{ mm}$

$$28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

VI.3.3.2. Pince transversale e2

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$

VI.3.4. Calcul des boulons sollicités en traction

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 193,92 \text{ KN}$$

$$D1 = 65 \text{ mm}$$

$$D2 = 65 + 80 = 145 \text{ mm}$$

$$D3 = 145 + 140 = 285 \text{ mm}$$

$$D4 = 285 + 85 = 370 \text{ mm}$$

$$D5 = 370 + 85 = 455 \text{ mm}$$

$$D6 = 455 + 85 = 540 \text{ mm}$$

$$M_R = 2T_R(0,54 + 0,455 + 0,37 + 0,285 + 0,145 + 0,065) = 721,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 91,36 \text{ kN.m} < M_R = 721,38 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 800 \times 10^{-3} \times 303 = 96,96 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{16,79}{6} = 2,8 \text{ kN}$$

$$V_d = 2,8 \text{ kN} < V_R / \gamma_{M_1} = 88,15 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.6. Vérification de la pression diamétrale

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 15 \times 10^{-3} = 285,12 \text{ KN}$$

$$V_d = 2,8 \text{ kN} < L_R / \gamma_{M_1} = 285,12 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.4. Les pieds de poteaux

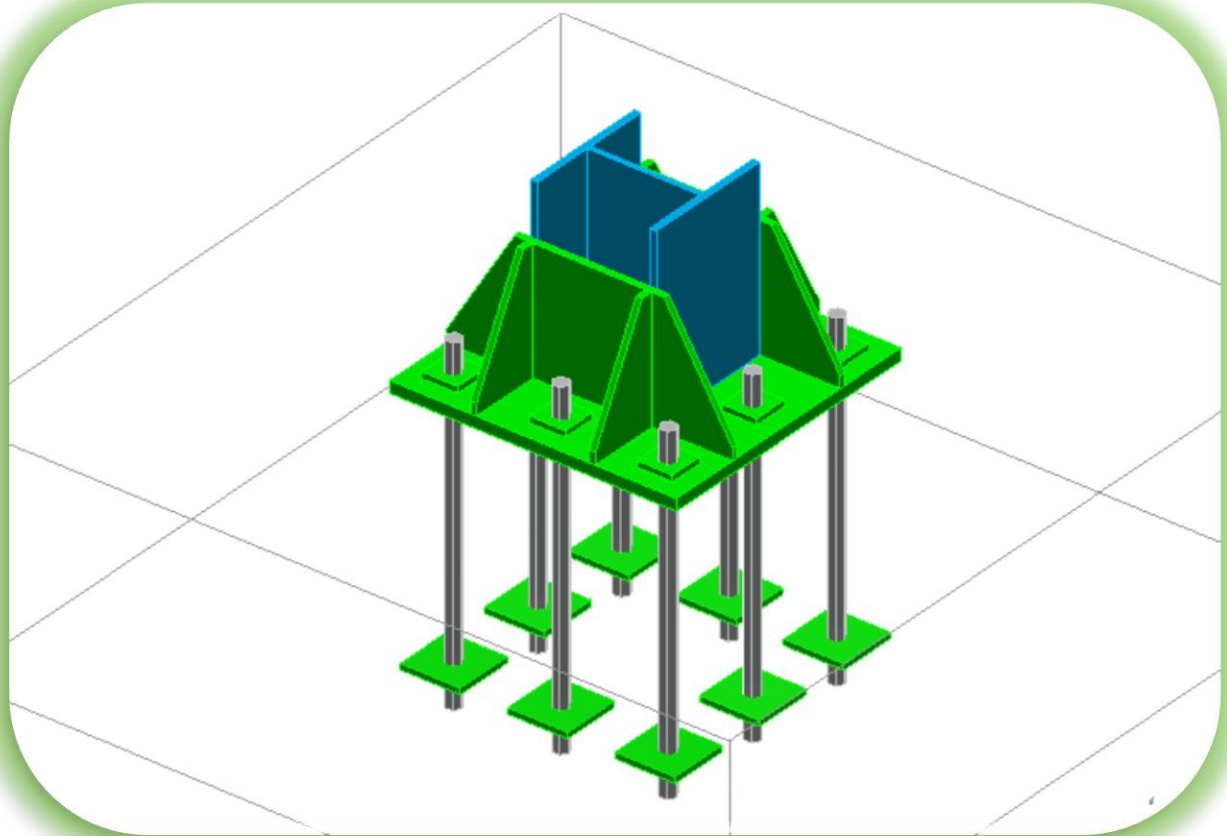


Figure VI 4 3D d'assemblage pied de poteaux

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment flechissant, et un effort horizontal.

VI.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

VI.4.1.1. Cordons de soudure

Semelle $a_s = 0.7 \cdot t_f = 0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ mm}$

Ame $a_a = 0.7 \cdot t_w = 0,7 \cdot 7 = 4,9 \text{ mm}$

On prend $a_s = 10 \text{ mm}$

On prend $a_a = 10 \text{ mm}$

VI.4.1.2. Surface de la platine

$a \geq 220 + (2 \cdot 20) = 260 \text{ mm}$ On prend $a = 450 \text{ mm}$

$b \geq 210 + (2 \cdot 20) = 250 \text{ mm}$ On prend $a = 500 \text{ mm}$

VI.4.1.3. Epaisseur de la platine

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 70 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{2886}{450 \times 500} = 1,28 \cdot 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow t \geq 70 \sqrt{\frac{3 \times 0,0128}{24}} = 2,80 \text{ mm}$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$.

$N=2886 \text{ daN}$

$M=5718 \text{ daN.m}$

$V=2021 \text{ daN}$

VI.4.1.4. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{2886}{2250} = 1,28 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 1,28 \times 50 \frac{7^2}{2} = 1568 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{500 \cdot 25^2}{6} = 125000 \text{ daN.cm} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Condition vérifiée

VI.4.1.5. Vérification de la tige d'ancrage

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{d_1}\right)^2} (20\theta + 19,2\theta + 7\theta) \geq \frac{N}{8}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton),
- $r = 3\theta$,
- $l_1 = 20\theta$,
- $l_2 = 2\theta$,
- d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 37 \text{ mm}$)

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{37}\right)^2} (20\theta + 19,2\theta + 7\theta) \geq \frac{28860}{8} = 3607,5 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$\theta^2 - 14,65\theta - 271,16 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 36,05 \Rightarrow \theta \geq 25,35 \text{ mm}$$

On adapte $\theta = 30 \text{ mm}$

VI.4.1.6. Condition d'équilibre du CBA

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :

$$L_1 = 20\theta$$

$$T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$$\varphi_s = 1 \text{ (Rond lisse)}$$

$$f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 = 71251,32 \text{ N}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 7215 \text{ N} < F_A = 71251,32 \text{ N}$$

Condition vérifiée

Chapitre VII : CALCUL DES FONDATIONS

VII.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les fondations qui sont en contact direct avec le sol, elles transmettent les charges de la superstructure au sol. Elles constituent donc une partie délicate de l'ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation conduisent à une bonne tenue de l'ensemble de la structure

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible de terrain.
- La facilité de réalisation.

On se limite pour notre projet sur le type de fondation isolé
Selon le rapport géotechnique $\overline{\sigma}_{sol}=2 \text{ bars}=0,20 \text{ Mpa}$

VII.2. Charge à prendre en considération

$$N_s=234 \text{ kN}$$

$$N_u=288 \text{ kN}$$

$$M_s=50,2 \text{ kN.m}$$

VII.2.1. Dimensionnement de la semelle

$$\text{On a } \frac{N_u}{N_s} = \frac{288}{234} = 1,23 < \overline{\sigma}_{sol}=2$$

Donc l'ELS prépondérant, on dimensionne la section à l'ELS

$$\begin{aligned} \frac{N_s}{S} &< \overline{\sigma}_{sol} \\ A \times B &> \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} &= \frac{a}{b} = \frac{45}{50} = 0,9 \end{aligned}$$

$$A=0,9B \text{ ou } BA=BD' \text{ où } 0,9B^2$$

$$0,9B^2 > \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{234}{0,2 \times 10^{-3}} \Rightarrow B = 1,15 \text{ m}$$

D'où A=1 m

Donc on prend une semelle de dimension 1,15 m × 1 m

VII.2.1.1. Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\Rightarrow \frac{1,15-0,5}{4} \leq d \leq 1 - 0,45$$

$$\Rightarrow 0,16 \leq d \leq 0,55 \text{ m}$$

Donc on prend : d= 50 cm

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

VII.2.1.2. Calcul du ferrailage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$N_U = 288 \text{ kN}$ (Calculé par logiciel de calcul)

$$A_U = \frac{288 \times 10^{-3} \times (1,00 - 0,45)}{8 \times 0,5 \times 347,82} = 1,14 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

$N_S = 234 \text{ kN}$ (Calculé par logiciel de calcul)

$$A_S = \frac{234 \cdot 10^{-3} \times (1,00 - 0,45)}{8 \times 0,5 \times 201,63} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_S > A_U$, donc on prend un ferrailage de $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

VII.2.1.3. Détermination de la hauteur du patin 'e'

$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$

$\Rightarrow e \geq \max(13,2 ; 15 \text{ cm})$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

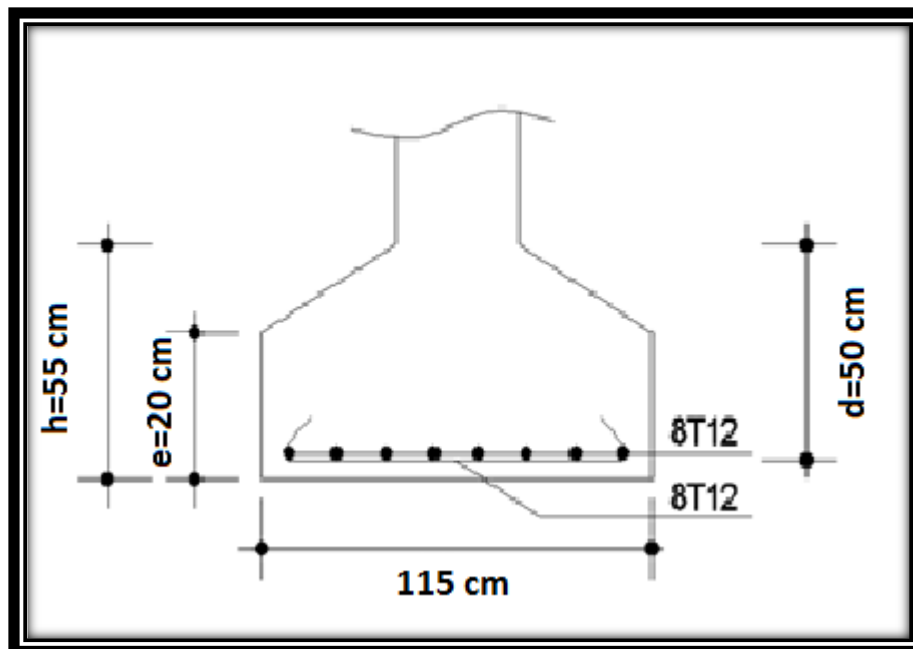


Figure VII 1 Ferrailage des semelles isolées

VII.2.1.4. Vérification du poinçonnement

$$N'_u < 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = N \left(1 - \frac{(a+h)(b+h)}{S} \right)$$

$$N'_u = 288 \left(1 - \frac{(0,45 + 0,55) \times (0,5 + 0,55)}{1,15 \times 1} \right) = 25,04 \text{ kN}$$

$$P_c = [(a+h) + (b+h)] \times 2 = 4,1 \text{ m}$$

$$N'_u = 25,04 \text{ kN} < 0,045 \times 4,1 \times 0,55 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1691,25 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.1.5. Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm². pour site S3

Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm².

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ k}$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités

$\alpha = 15$ selon la catégorie du site

Calcul du ferrailage

À ELU :

$$N_u = 93,3 \text{ kN} \Rightarrow F_u = \frac{93,3}{15} = 6,22 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}}; \text{ avec } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 1,78 \text{ cm}^2$$

À ELS :

$$N_s = 234 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{234}{15} = 15,6 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{sol}}; \text{ avec } \sigma_{sol} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à min (20 cm, 15 ϕ).

$$A_{\min} = 0,6\%(30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

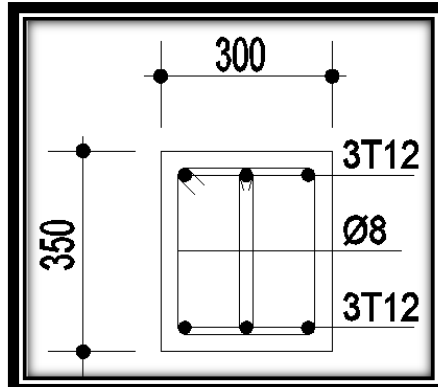


Figure VII 2 Ferrailage des longrines

Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}, 12 \text{ mm}, \frac{30}{10} \right) \text{ avec : } \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t = 10 \text{ cm}$$

Chapitre VIII: protection de la structure

VIII.1. introduction

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VIII.1.1. Protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion constitue un objet d'étude incontournable dans la réalisation des ouvrages en charpente métallique, avec la présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin l'acier a tendance de se dégrader et perdre de sa résistance mécanique

Pour garantir la durabilité et améliorer l'aspect de la surface de la structure, on opte souvent pour un système alliant protection et couleur.

Les paramètres essentiels à considérer pour le choix d'un système de protection sont les suivants :

- Structure protégée ou exposée aux intempéries
- Agressivité du milieu (pollution de l'air, pluies acides)
- Durée de service prévue (ouvrage provisoires ou définitif)
- Entretien (facilité d'accès)
- Aspect esthétique (structure visible, valeur architecturale)

VIII.1.1.1. Protection par peinture

Le traitement débute par une phase de nettoyage (décapage par projection) des éléments de la structure, en effet l'adhérence de la couche n'est garantie que par une application sur une surface propre exempte de calamine, de rouille ou de trace de graisse. Les revêtements sont composés d'une couche simple ou multiple qui sert de protection contre la corrosion est également appliquée en usine ou au chantier après le montage

VIII.1.1.2. Protection par zingage à chaud

Ce traitement ne peut être appliqué qu'en zinguerie, débute par un décapage chimique effectué par trempage des pièces de charpente dans un bain d'acide. Le revêtement métallique est ensuite appliqué par immersion complète de l'élément dans un bain de zinc en fusion

Ce procédé permet de traiter des endroits difficiles d'accès, mais rencontre une contrainte dans les dimensions des bains limitant ainsi la taille des pièces pouvant être traitées

VIII.1.2. protection contre l'incendie

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible
- Le carburant

- La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire delimiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on site parmi elles :

- Protection par peinture intumescentes.
- Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre
 - Les produits à bas de fibre minérale

VII.1.3. Protection par peinture intumescente

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 30.

Conclusion

Notre travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans d'architecture, ensuite nous avons appliqué tous les règlements nécessaires concernant cette construction, à savoir « RNV2013, CCM97, Eurocode3, CBA 93, RPA99 v 2003 ».

Ce projet de fin d'études nous a permis de réaliser la conception et le dimensionnement d'un hall industriel à six versants avec un auvent dans une extrémité, présentant de nombreuses spécificités techniques et technologiques. Le caractère technique est illustré par la vérification parasismique d'un hall industriel. La vérification des accumulations de neige sur la toiture, l'élaboration de la note de calcul concernant les portiques, les pannes et les contreventements ainsi que les assemblages et les fondations, ont fait partie intégrante de ce travail, le dimensionnement du hall industriel s'est fait à l'aide du logiciel de calcul

Dans la partie de calcul de la charge du vent on a utilisé le nouveau règlement RNV2013 qu'il commence à être utilisé dans la conception actuelle en Algérie. On a trouvé que ce nouveau règlement est plus sévère que l'ancienne version et par conséquent, il peut induire une augmentation de la section. Ceci a été constaté dans notre étude car les sollicitations données dans la note de calculs du bureau d'étude sont légèrement faible aux nôtres.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Règlement neige et vent** « RNV2013 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[2] **Règles de conception et de calcul des structures en acier** « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[3] **Règlement parasismiques algériens** « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[4] Calcul des structures en acier, document d'application national Partie 1-1 '**Eurocode 3**'

[5] **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en Béton armé** suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

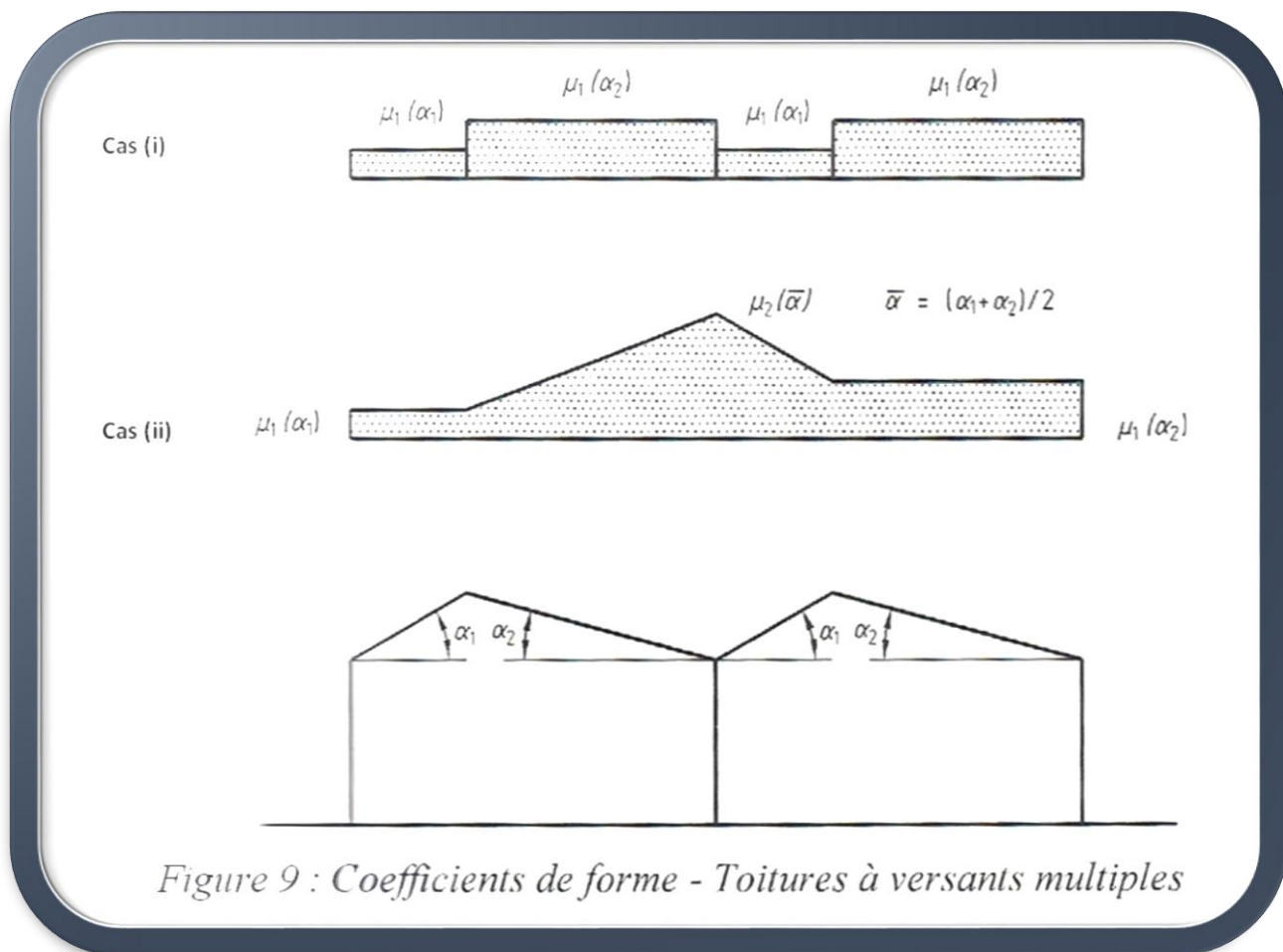
[7] Calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode3 (Office Des Publication Universitaire). '**LAHLOU.D(2014)**'

[8] **Charges permanentes et charges d'exploitation.** « D.T.R-B.C-2.2 ».

Annexe A

Chapitre III : Etude Climatique

A.1 Effet de la neige :



(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539
15	1,329	1,243	1,084	0,841	0,634
20	1,374	1,292	1,138	0,903	0,701
25	1,408	1,330	1,181	0,951	0,753
30	1,437	1,361	1,215	0,990	0,796
35	1,461	1,387	1,245	1,023	0,832
40	1,482	1,410	1,270	1,052	0,863
50	1,517	1,448	1,312	1,100	0,915
60	1,545	1,479	1,347	1,139	0,958
70	1,569	1,505	1,376	1,172	0,994
80	1,590	1,528	1,402	1,201	1,025
100	1,625	1,566	1,444	1,249	1,078
125	1,659	1,604	1,487	1,297	1,130
150	1,688	1,635	1,521	1,336	1,172
175	1,712	1,661	1,550	1,369	1,209
200	1,733	1,684	1,576	1,398	1,240

Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de rugosité $C_r(z)$

Annexe B

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

B.1 Calcul de la section des chéneaux

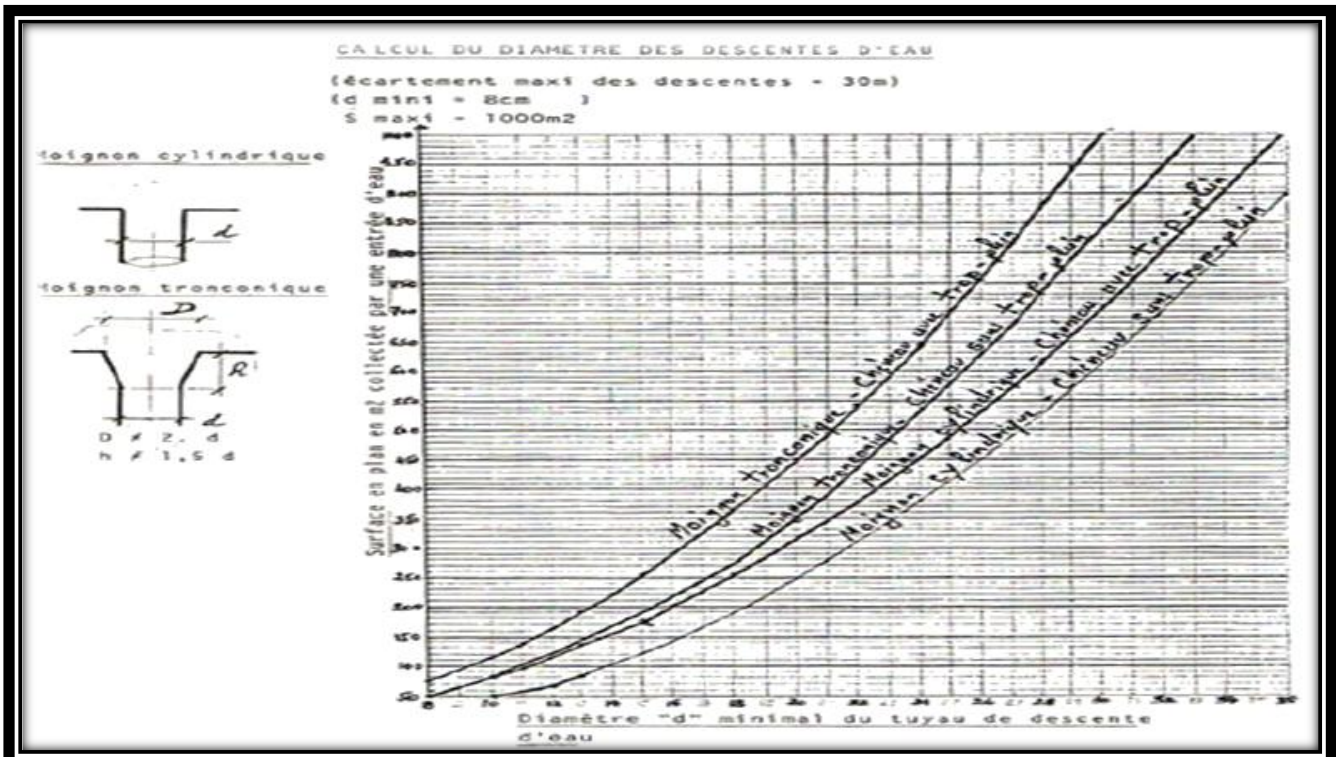
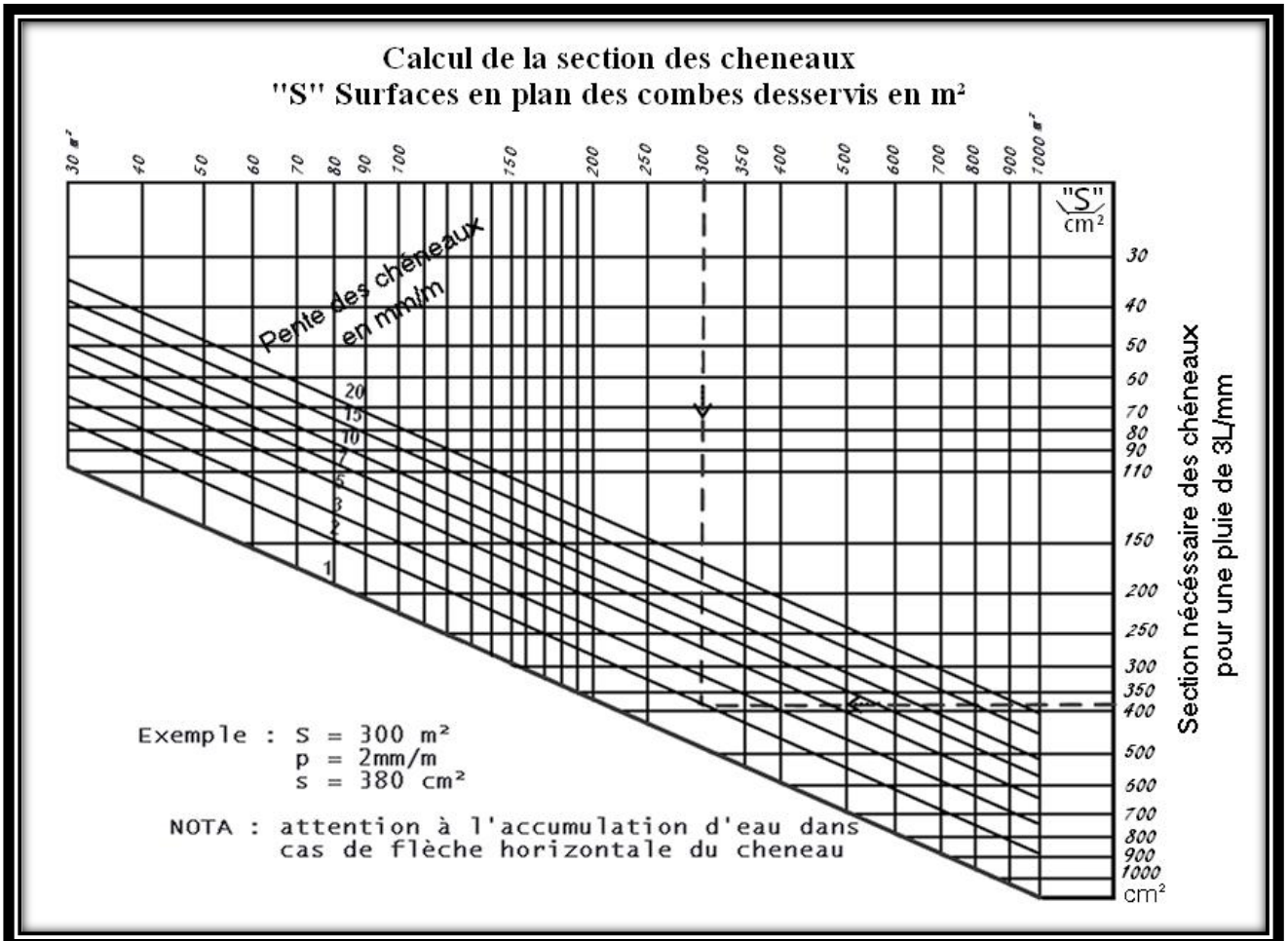
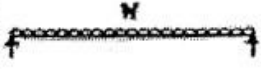

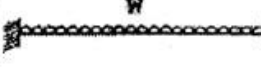

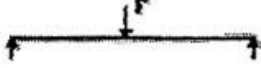
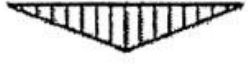
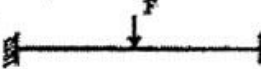


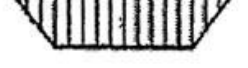


Tableau B.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,880

Annexe C

Chapitre V : Etude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des penalites P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

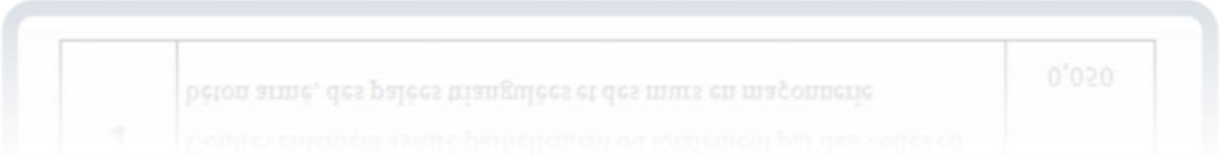
Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050



Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et un dimensionnement d'un bâtiment industriel en charpente métallique se trouvant à AIN FEZZA (Tlemcen). Ce bâtiment possède, une toiture à six versants de forme trapézoïdale et un bardage en panneau sandwich.

La première partie de notre travail consiste en l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV2013 ». Ces hypothèses de charge nous ont permis d'établir la descente des charges.

La deuxième partie concerne le dimensionnement et l'assemblage des différents éléments selon le règlement « CCM97 ». Pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton selon les normes « BAEL91 » et « RPA99 v2003 », et comme logiciel nous avons utilisé (ROBOT 2014).

Mots clé : Charpente métallique – Bâtiment industriel – au vent – Bardage

Abstract.

Our final-studies project consists in making a study and dimensions of an industrial building made in metallic skeleton or framework located in AIN-FEZZA, TLEMEN.

This building has a roof of six slopes in trapezium shape and sandwich panels in steel-clad. The first part of our project consists in evaluating the capacities and over-capacities and the impact of the weather and climatic effects according to the "RNV 2013" regulations or rules.

Those assumptions or hypothesis gave us the idea of how to establish the slop of the capacities.

The second part of the project is about dimensions and how to gather the different elements according to the "CCM97" regulations.

For the estimation and the scrap-ironing of the elements in concrete according to the "CBA93" and the "RPA99v2003" standards or rules and as software, we have used (ROBOT BAT 2014).

KEY WORDS: METALLIC SKELETON/FRAEMWORK, INDUSTRIAL BUILDING, AT THE WIND SANDWICH PANELS

ملخص

إنّ مشروعنا لمذكّرة نهاية السنة 2016/2015 يعمد إلى دراسة تصميم وقياس مبنى صناعي لاستخدامه كمصنع لزيت الزيتون المتواجد في تيزي بلدية عين فزة ولاية تلمسان. هذا المبنى يحتوي على سقف شبه منحرف مع ستة جوانب والكسوة عبارة عن ألواح عازلة للحرارة.

الجزء الأول من عملنا هو تقييم مختلف الأثقال والتأثيرات المناخية حسب القواعد RNV2013 التي سمحت لنا بدراسة المؤثرات على هياكل البناء.

الجزء الثاني فيتعلق بتصميم وتجميع العناصر المختلفة وفقا للقواعد CCM97 إضافة إلى حساب حديد التسليح وفقا للقواعد CBA93, RPA99v2003 بالاعتماد على برنامج ROBOBAT

